



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
VICERECTORIA INVESTIGACION Y DESARROLLO
DIRECCION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
MAESTRIA INGENIERIA ESTRUCTURAL Y SISMICA

Tesis para la obtención del grado de
Master en
Ingeniería Estructural y Sísmica

**DESEMPEÑO SISMICO DE EDIFICACIONES DE ACERO
DE MEDIANA Y GRAN ALTURA**

Autor de tesis:

Ing. Marco Antonio Palma Cerrato.

Tutor de tesis:

Ing. Eduardo Núñez Castellanos, PhD.

Managua Nicaragua NOVIEMBRE, 2019



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
VICE RECTORIA INVESTIGACION Y DESARROLLO
DIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO Y EDUCACIÓN CONTINUA



Managua, 17 de junio del 2019

Ing. Marco Antonio Palma Cerrato

Sus manos. -

Estudiante de MIES:

La presente comunicación es para hacer de su conocimiento que el comité académico de la maestría ha procedido a revisar el protocolo de Tesis **“DESEMPEÑO SISMICO DE EDIFICACION DE ACERO ARRIOSTRADA CONCENTRICAMENTE USANDO BARRAS LISAS Y CABLES”**, que le permita desarrollar y presentar su trabajo en la fecha establecida, como requisito para optar al título de ***Máster en Ingeniería Estructural y Sísmica***, de la **Universidad Nacional de Ingeniería** de Nicaragua, y que estará acompañado en el desarrollo del trabajo por el tutor **Ph.D. Eduardo Núñez Castellanos**.

Se le notifica que el protocolo presentado cumple en lo general con lo establecido en la normativa de culminación de Estudio de la Dirección de Estudios de Posgrado de la Universidad Nacional de Ingeniería, y se hace dictamen, con la colaboración del comité académico, compuesto por profesionales en la especialidad, se da por aprobado para proceder al desarrollo de tesis, considerando las recomendaciones adjuntas al protocolo, para el informe final.

Sin más a que referirme y en espera de su atención a la presente, le saludo.

Atentamente,


Ing. Freddy González López, M.Sc.
Director de Estudios de Posgrado y Educación Continua



Cc.: Archivo

DEDICATORIA

“Cuanto mayor sea el esfuerzo, mayor es la gloria”. Pierre Corneille

A MI ESPOSA, ITZA SILVA Y MI HIJO, IAN EMMANUEL PALMA:

Por el amor incondicional, paciencia, comprensión y apoyo, prefirieron sacrificar su tiempo para que yo pudiera cumplir con el mío. Por la confianza depositada en mí, su bondad y sacrificio me inspiraron a ser mejor, ahora puedo decir que esta tesis lleva mucho de ustedes, gracias por estar siempre a mi lado, los amo.

A MI MADRE, MELBA CERRATO:

Por haberme apoyado en todo momento, por sus consejos, sus valores, por el valor mostrado para salir adelante, por la motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien, pero más que nada por su amor.

Índice de contenido

DEDICATORIA	i
Índice de contenido	ii
Resumen.....	v
Abstract	vi
CAPITULO 1: GENERALIDADES.....	1
1.1. Introducción	1
1.2. Antecedentes	2
1.3. Planteamiento situacional	4
1.4. Objetivos	5
1.4.1. Objetivo general.....	5
1.4.2. Objetivos específicos.....	5
1.5. Justificación	6
CAPITULO 2: MARCO TEORICO Y REVISION DEL ESTADO DEL ARTE.....	7
2.1. Disposiciones de la norma RNC07	7
2.2. Análisis estático (Arto 32).....	7
2.3. Análisis modal espectral	9
2.4. Deformaciones sísmicas (Arto 34)	11
2.5. Combinaciones de carga	11
2.6. Disposiciones AISC para el diseño en acero	12
2.6.1 AISC 341	12
2.6.2. AISC 360	13
2.7. Evaluación del desempeño sísmico	13
2.8. Metodología FEMA P695	15
2.8.1. Información requerida por el sistema.....	16
2.8.2. Desarrollo de arquetipos.....	17
2.8.3. Desarrollo de modelos no lineales	17
2.8.4. Procedimientos para modelos no lineales del ASCE/SEI 41-17	19
2.9. Análisis no lineal	22
2.9.1. Análisis no lineal estático.....	22
2.9.2. Análisis no lineal dinámico	24
2.9.3. Evaluación del desempeño.....	26

2.9.4. Método del espectro de capacidad de FEMA 440.....	27
CAPITULO 3: ANALISIS LINEAL DE LAS ESTRUCTURAS	30
3.1. Consideraciones previas.....	30
3.1.1. Sistema estructural	30
3.1.2. Materiales	31
3.1.3. Cargas gravitacionales actuantes.....	31
3.2. Determinación de la acción sísmica.....	32
3.2.1. Parámetros sísmicos de las estructuras.....	33
3.3. Análisis sísmico de estructuras según RNC-07	35
3.4. Aplicación del método estático equivalente (Arto. 32)	35
3.4.1. Fuerza sísmica máxima	36
3.5. Aplicación del método dinámico modal espectral (Arto. 33).....	40
3.6. Desplazamientos	42
3.7. Derivas	42
3.8. Características dinámicas de los edificios en estudio.....	46
3.8.1. Coeficiente de participación de masas	46
3.8.2. Comportamiento modal	47
3.8.3. Periodo estructural	49
3.9. Comentarios sobre este capítulo	49
CAPITULO 4: ANALISIS NO LINEAL.....	51
4.1. Análisis estático no lineal (PUSHOVER)	51
4.1.1. Patrón de carga lateral	52
4.1.2. Cálculo del factor de sobrerresistencia.....	55
4.2. Análisis tiempo-historia.....	56
4.2.1. Registros a utilizar.....	56
4.2.2. Método del dominio del tiempo	59
4.2.3. Carga gravitacional	60
4.2.4. Efecto $P-\Delta$	60
4.2.5. Efecto de torsión	60
4.2.6. Resultados de la corrida Time-History.....	60
4.2.7. Desplazamientos	61
4.2.8. Resultados de análisis tiempo historia no lineal.....	61
4.2.9. Cortantes basales	62
4.2.10. Análisis Tiempo Historia lineal	63

4.2.11. Análisis comparativo entre análisis Tiempo Historia y Modal espectral.....	65
4.3. Factor de reducción por ductilidad	67
4.4. Factor de amplificación de desplazamientos (C_d)	68
Conclusiones y recomendaciones	70
Conclusiones	70
Análisis lineal de las estructuras.....	70
Análisis estático lineal (PUSHOVER)	71
Análisis Tiempo Historia.....	72
Factores que evalúan el desempeño sísmico de los edificios	73
Recomendaciones	75
BIBLIOGRAFIA	76

Resumen

Los pórticos especiales arriostrados concéntricamente en acero, son probablemente uno de los sistemas estructurales más reconocidos en el mundo. Nicaragua no ha sido excepción y ha ido siendo gradualmente cada vez más usado como sistema estructurales. Este trabajo versa sobre la evaluación numérica de los parámetros de análisis y diseño sísmico para modelos de pórticos arriostrados concéntricamente en edificios de 8, 12 y 16 pisos destinados para uso residencial, diseñados para la zona sísmicamente más peligrosa (Zona C) y un tipo de suelo II, según la normativa nicaragüense (RNC07) y los códigos americanos de diseño en acero (American Institute of Steel Construction, AISC) usados en la práctica. En particular, se espera obtener un intervalo de confianza de los valores de sobrerresistencia y ductilidad, y con ellos del factor de modificación de respuesta, para este tipo de sistemas estructurales. Para ello se realizan análisis no lineales estáticos (PUSHOVER) y dinámicos (tiempo-historia) a las estructuras, así como los respectivos lineales. En el primero se somete a las estructuras a cargas incrementales de forma monotónica hasta alcanzar un determinado grado de deformación. Para el análisis tiempo-historia no lineal se usan registros sísmicos escalados, que posteriormente se utilizan suponiendo un comportamiento No lineal. Al efectuar estos análisis se obtienen valores de sobrerresistencia elevados como resultado directo del cumplimiento de las derivas máximas de piso estipuladas por la norma nacional (RNC07). Por otro lado, la ductilidad resultante muestra valores más bien moderados y sobrerresistencias elevadas. Esto se traduce en grandes factores de modificación de la respuesta sísmica (R) atribuibles principalmente a la gran sobrerresistencia de estas estructuras. Es posible por tanto concluir que los factores de reducción que entrega la la normativa nacional establecen un umbral conservador respecto a la capacidad de las estructuras de resistir, principalmente a través de la sobrerresistencia, sismos de consideración.

Abstract

Special concentrically braced frames (SCBF) in steel are probably one of the most recognized structural systems in the world. Nicaragua has not been an exception and has gradually been increasingly used as a structural system. This work deals with the numerical evaluation of the parameters of analysis and seismic design for models of bracing concentrically in buildings of 8, 12 and 16 floors destined for residential use, designed for the most seismically dangerous zone (Zone C) and a type of floor II, according to Nicaraguan regulations (RNC07) and American design codes in steel (AISC) used in practice. In particular, it is expected to obtain a confidence interval of the resistance and ductility values, and with them of the response modification factor, for this type of structural systems. For this, non-linear static (PUSHOVER) and dynamic (TIME-HISTORY) analyzes are performed on the structures, as well as the respective linear ones. In the first, the structures are subjected to monotonic incremental loads until they reach a certain degree of deformation. For nonlinear time-history analysis, scaled seismic registers are used, which are subsequently used assuming Non-linear behavior. When carrying out these analyzes, high resistance values are obtained as a direct result of compliance with the maximum floor drifts stipulated by the national standard (RNC07). On the other hand, the resulting ductility shows rather moderate values and high resistance. This translates into large factors of modification of the seismic response (R) attributable mainly to the great resistance of these structures. It is therefore possible to conclude that the reduction factors provided by national regulations establish a conservative threshold regarding the capacity of structures to resist, mainly through over-resistance, earthquakes of consideration.

CAPITULO 1: GENERALIDADES

1.1. Introducción

Dado que Nicaragua es un país con una alta amenaza sísmica (*Reseña de la Sismicidad en Nicaragua con énfasis en la Depresión nicaragüense, Segura, 2018*), es necesario disponer de estructuras que posean un comportamiento sísmico óptimo. Es por esto que resulta interesante verificar el desempeño sísmico de edificaciones de mediana y gran altura a base de pórtico arriostrados concéntricamente (SCBF, por sus siglas en ingles), diseñados bajo la actual normativa sísmica nicaragüense como una alternativa para edificaciones.

El acero estructural posee ventajas sobre otros materiales estructurales, por ejemplo, posee una alta resistencia y elasticidad, además de una secuencia constructiva con una velocidad muy superior al resto de los materiales comúnmente utilizados. En Nicaragua, es utilizado principalmente en el sector industrial/comercial mientras que en el sector habitacional su aplicación es limitada. Por lo tanto, cualquier estudio que permita comprender el funcionamiento de este material en rubros ajenos al industrial es interesante.

Los marcos arriostrados concéntricamente son uno de los sistemas estructurales de acero más comunes debido a su simplicidad y buen desempeño. Son utilizados en sistemas resistentes sismos para tolerar terremotos mediante grandes disipaciones de energía por incursiones en el rango inelástico de sus elementos.

El estudio se realizará tomando como punto de estudio, Managua (Capital de Nicaragua y zona más densamente poblada del país), considerando las condiciones regionales para poder obtener una respuesta más acertada del comportamiento de las edificaciones propuestas, estas estructuras no están construidas, son modelos de edificios en condiciones regulares con el objetivo de centrar el tema en el desempeño y no en el diseño de los mismos.

1.2. Antecedentes

El análisis sísmico ha ido evolucionando en el tiempo a consecuencia de estudios y nuevas herramientas, permitiendo llegar a respuestas más precisas y representativas del comportamiento de los edificios ante los sismos (FEMA 273, 1997). Primero, mediante el análisis estático lineal y luego al análisis dinámico lineal. Posteriormente, se pudo lograr entrelazar las curvas de capacidad de los ensayos reales con las solicitudes sísmicas, lográndose análisis estáticos no lineales, donde los Espectros de Capacidad y Demanda fueron un gran avance.

Ahora que las herramientas informáticas para el análisis sísmico son lo suficientemente poderosas, se están desarrollando procedimientos de análisis dinámico no lineal, tales como es el análisis dinámico incremental, que permiten modelar la estructura tomando en cuenta la forma como disipa energía, en base a sus tipos de comportamiento histerético y todo esto frente a diversos niveles de peligro sísmico.

Los pórticos arriostrados surgieron como una alternativa estructural para edificios de mediana y baja altura, actualmente estos sistemas son cada vez más usados como sistemas estructurales, como en el edificio Rigoberto López Pérez (UNI), se conoce que la presencia de las barras diagonales o riostras modifica significativamente el comportamiento del pórtico. Las acciones laterales de sismo inducen en la estructura principalmente esfuerzos axiales de tracción y compresión, por lo que, las funciones de estos elementos son como elemento fusible sísmicos en la estructura, además que, por su elevada rigidez lateral, permite un adecuado control de los desplazamientos globales y deformaciones locales (Crisafulli, 2014).

De los sistemas que se han investigado tenemos los siguiente: pórticos arriostrados concéntricamente, pórticos arriostrados excéntricamente, pórtico especial a momento, sistemas de columnas en voladizo, pórticos con riostras de pandeo restringido, pórticos a momento con riostras de esquina, pórticos arriostrados con enlace en las esquinas, pórticos con estabilizadores, sistemas

estructurales de reticulados escalonados, cada uno de ellos con ventajas ante eventos sísmicos (Crisafulli, 2014) en esta propuesta investigativa se usaran sistemas de arriostramiento concéntrico (SCBF, por sus siglas en ingles), Todos ellos han sido utilizados en diferentes países como Estados unidos, Austria, Argentina, Alemania, etc., donde han tenido enorme aceptación por su buen desempeño antes eventos sísmicos.

A nivel nacional e internacional se han hecho estudios a nivel de diseño de estos sistemas, pero se recopila muy poca información donde, a través de análisis No lineal de estructuras se determine el desempeño sísmico de los mismos, por mencionar algunos estudios anteriores, tenemos:

1. Diseño sismorresistente de un edificio de acero de 5 pisos con marcos especiales y arriostramiento concreto (SCBF). Autores: Estiven Hernández & Erlon Solano. (Managua, Nicaragua. 2018)
2. Diseño de un edificio de acero de 8 niveles con sistemas de marcos arriostrados concéntricamente (SCBF). Autores: Bryan López & Milton Álvarez. (Managua, Nicaragua. 2019).
3. Análisis Sísmico de Edificios de Acero con Pórticos especiales Arriostrados Concéntricamente (SCBF). Autor: Vlacev Toledo. (Arequipa, Peru. 2016).
4. Análisis estructural sísmico de edificios de acero: Un enfoque probabilista. Autor: Sergio Diaz. (Catalunya, España. 2016).

1.3. Planteamiento situacional

El uso de los sistemas de marcos especiales con arriostramiento concéntrico ha sido ampliamente investigado por los países más desarrollados y en Nicaragua debido a la limitante de no tener un laboratorio de estructuras donde ensayar los sistemas para las condiciones propias de la región, es necesario recurrir a propuestas investigativas donde se realicen modelados computacionales para obtener la respuesta de la estructura.

Este trabajo investigativo se presenta dada la oportunidad de la convergencia de varias situaciones de interés nacional, primeramente, la alta demanda de edificaciones de acero, la mayoría de nuevas construcciones de altura en Managua son de acero y en específico usando sistemas de arriostramiento como una solución efectiva para resistir fuerzas laterales, segundo el creciente interés de construir edificaciones de gran altura en el casco urbano de Managua y tercero, debido al tipo de suelo que presenta la ciudad (rocoso) el cual genera sismos de periodos cortos y contenidos frecuencia les muy altos, se estima que estructuras de mediana y gran altura (edificaciones de más de 6 niveles) tendrían un mejor desempeño por tener periodos de vibración altos, alejándose del periodo natural del suelo.

Se pretende debido a esto, poder determinar el comportamiento sísmico en edificaciones de mediana y gran altura, usando modelos de software de uso estructural (ETABS v17) donde se modelarán las distintas estructuras propuestas (3 edificios) y se realizarán los análisis sísmicos para obtener la respuesta en rango lineal (dinámico modal espectral) y en el rango no lineal, a través de la metodología PUSHOVER (análisis estático No lineal) y TIME HISTORY (análisis dinámico no lineal) para poder, a través de la interpretación de los resultados obtenidos determinar el comportamiento de estas edificaciones usando el sistema estructural elegido (SCBF).

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Evaluar el desempeño sísmico de edificaciones de mediana y gran altura de acero con sistemas de marcos arriostrados concéntricamente (SCBF) usando métodos no lineales.

1.4.2. Objetivos específicos

- Analizar y diseñar sísmicamente las edificaciones propuestas (8, 12 y 16 niveles) de acero usando sistema de pórticos arriostrados concéntricamente (SCBF) aplicando procedimientos establecidos en normativa vigente nacional (RNC07/AE-001) e internacional (AISC 2016/ASCE 7-16), usando el software ETABS.
- Evaluar el comportamiento lineal de las edificaciones diseñadas.
- Determinar la respuesta no lineal estática de cada edificación usando el método PUSHOVER.
- Determinar la respuesta no lineal dinámica de cada edificación usando el método TIME HISTORY.
- Evaluar el desempeño sísmico de las edificaciones propuestas usando las normativas ASCE y FEMA.

1.5. Justificación

Para que una estructura a base de pórticos de acero tenga buen comportamiento ante fuerzas de viento o sismo, se puede proveer de adecuados sistemas de arriostramiento lateral, conformados por arriostres de acero efectivos para controlar los desplazamientos.

Los arriostres de acero tienen un comportamiento histerético diferente que el resto de elementos estructurales de un pórtico (Crisafulli, 2014). Por tal motivo será necesario contar con las formulaciones matemáticas del comportamiento histerético de este elemento, para elaborar una herramienta de cómputo y realizar el análisis estructural de los arriostres con relativa facilidad.

Este trabajo se propone el realizar un análisis sísmico a varios modelos de edificios de altura media y alta de acero compuesta por pórticos arriostrados concéntricamente (SCBF, por sus siglas en ingles), esto dado el auge en la actualidad en Nicaragua de las construcciones de altura media y la tendencia a construcciones de gran altura debido a las características de suelo en la ciudad de Managua, donde hay sismos de contenido frecuencial alto y periodos cortos (Fuente: RNC07).

Se pretende mediante análisis lineales (Estático y dinámico) y no lineales (Time History) validar el uso de este sistema estructural usando en edificaciones de mediana y gran altura en estructuras regulares.

CAPITULO 2: MARCO TEORICO Y REVISION DEL ESTADO DEL ARTE

2.1. Disposiciones de la norma RNC07

La norma nacional RNC07 define básicamente la acción sísmica de diseño. Ésta dependerá de la zona sísmica y suelo de fundación en la que se ubica la edificación, sumado a su categoría ocupacional y al tipo de sistema sismorresistente empleado en su estructuración. Se establece para ello dos métodos de análisis, el estático y el modal espectral.

2.2. Análisis estático (Arto 32).

Este método puede aplicarse, fundamentalmente, a estructuras de no más de 40 [m] en estructuras regulares y 30 [m] si posee irregularidades (Arto 23).

Mediante este análisis, la acción sísmica se representa a través de fuerzas estáticas equivalentes aplicadas en el centro de masa de cada nivel, según las siguientes expresiones:

$$FS_i = C W_i h_i \frac{\sum w_i}{\sum W_i h_i} \quad (\text{Ecuación 2-1})$$

Donde;

FS_i : fuerza sísmica para i-esimo nivel

C: Coeficiente sísmico.

W_i : Peso por piso.

h_i : Altura a nivel de desplante.

$\sum w_i$: Peso sísmico total del edificio.

$\sum W_i h_i$: Peso por altura total de piso.

Cabe destacar que, la sumatoria de todas las fuerzas sísmicas por nivel es el cortante basal del edificio, el cual puede ser calculado también según la expresión del Arto 26. Este corte basal del edificio, que depende del coeficiente sísmico (C), del factor de importancia ($I_e=1$, para el caso en estudio) que es función a su vez de la categoría ocupacional de la estructura (B, Arto. 20), y del peso sísmico total (W_o), el cual considera un 100 % de las cargas permanentes y de las sobrecargas de uso en estado reducido (Arto 10, Tabla 1), es decir:

$$V_b = CW_o \quad (\text{Ecuación 2-2})$$

Donde;

W_o : Peso sísmico.

$$c = \frac{Sd}{\Omega Q'} \quad (\text{Ecuación 2-3})$$

$$C_{min} = Sa_o \quad (\text{Ecuación 2-4})$$

$$C = \min (C; C_{min}) \quad (\text{Ecuación 2-5})$$

Donde;

S : Factor por tipo de suelo (Arto 25)

a_o : Isoaceleracion de suelo. (Anexo C)

d : Isoaceleracion del suelo amplificada a un factor de 2.7

Ω : Sobre resistencia estructural (Arto 22)

Q' : Coeficiente de ductilidad modificado por el periodo estructural (Arto 21) y condiciones de regularidad (Arto 23)

2.3. Análisis modal espectral

El método, aplicable a estructuras con amortiguamientos modales del orden de 5 % del amortiguamiento crítico, establece a través de la relación siguiente un (pseudo) espectro de aceleraciones:

$$A_m = \frac{a}{\Omega Q'} \quad (\text{Ecuación 2-6})$$

Donde;

A_m : Aceleración espectral correspondiente al periodo de vibración.

a : Pseudo aceleración espectral (Arto 27).

Luego, tenemos que:

$$FS_{im} = \frac{A_m}{g} \alpha_m W_i \phi_{im} \quad (\text{Ecuación 2-7})$$

Donde;

FS_{im} : Fuerza sísmica del i-esimo nivel para el modo m.

g : Aceleración gravitacional.

α_m : Factor de participación modal.

ϕ_{im} : i-esimo modo de vibración.

Por lo tanto, para calcular el cortante basal, tenemos:

$$V_{im} = \frac{A_m}{g} \overline{\alpha_m} \Sigma W_i \quad (\text{Ecuación 2-8})$$

Donde:

V_{im} : Cortante basal del i-esimo nivel para el modo m

$\overline{\alpha_m}$: Factor de participación de masas.

Alternativamente, luego de haber encontrado las respuestas por cada modo (Cortante basal, desplazamiento lateral, momento de volteo, fuerza sísmica) se propone utilizar la combinación SRSS para obtener la respuesta general del edificio.

Anterior a los cálculos dinámicos realizados, se propone utilizar las metodologías propuestas por Bazan & Meli para el cálculo de modos de vibración, periodos y frecuencias de vibración:

$$K - \omega^2 M = 0 \text{ (Ecuación 2-9)}$$

Donde;

K: Matriz de rigidez lateral del edificio

M: Matriz de masa del edificio

ω : Frecuencia de vibración de la estructura

A partir del cálculo de la frecuencia de vibración, mediante la siguiente ecuación básica de dinámica obtenemos periodos de vibración (T):

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \text{ (Ecuación 2-10)}$$

Luego de esto se calculan los modos de vibración del edificio, haciendo uso de la ecuación siguiente:

$$(K - \omega^2 M)\phi_{ij} = 0 \text{ (Ecuación 2-11)}$$

Donde;

ϕ_{ij} : i-esimo modo de piso j.

2.4. Deformaciones sísmicas (Arto 34)

La norma establece que el desplazamiento máximo relativo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas para cada dirección de análisis, no debe exceder lo establecido según el arto 34, donde se consideran 2 estados de deformaciones, Servicio y colapso.

A su vez, se proponen factores de amplificación a los desplazamientos según el estado indicado y debe ser comparado con 0.002/0.004 para estado límite de servicio y Tabla 4 del mismo artículo 34 para estado límite de colapso.

2.5. Combinaciones de carga

Tal cual lo estipula en el artículo 14 del RNC07 la acción sísmica definida anteriormente, ya sea por el método estático o el modal espectral, y las cargas de índole estática deben combinarse según lo indicado en la norma. Esta proporciona las siguientes combinaciones de carga para el diseño por resistencia o LRFD (el que será utilizado en este trabajo):

1. $1.4D$
2. $1.2D + 1.6L + 0.5(L \text{ o } PS)$
3. $1.2D + 1.6(PZ) + L$
4. $1.2D + FS + L$
5. $0.9D + 1.6PZ + L + 1.6PS$
6. $0.9D + FS + 1.6PS$

Donde;

D: Carga muerta

L: Carga viva

PS: Presión lateral de suelo

PZ: Presión de viento

FS: Fuerza sísmica

2.6. Disposiciones AISC para el diseño en acero

2.6.1 AISC 341

Para el diseño en acero de estructuras que son parte del sistema sismorresistente el código AISC 341 establece una serie de condiciones, para distintas tipologías estructurales, destinados a promover un buen comportamiento ante la acción de cargas sísmicas bajo los preceptos del diseño por capacidad.

Las especificaciones de diseño modernas consideran que las riostras diagonales pueden desarrollar deformaciones inelásticas durante la ocurrencia de un terremoto severo. De esta forma, la estructura dispone de capacidad para disipar energía bajo la acción del sismo, mediante sucesivos ciclos de fluencia por tracción y pandeo global en compresión (con formación de rótulas plásticas en la zona central y en los extremos de las riostras). La estrategia de diseño asegura que el resto de la estructura (columnas, vigas y conexiones) posean la capacidad suficiente para resistir las cargas gravitatorias, aun cuando las riostras hayan sufrido daño.

La experiencia recogida en terremotos pasados indica que los pórticos arriostrados concéntricamente pueden presentar un desempeño insatisfactorio, si los componentes estructurales y sus conexiones no son diseñados adecuadamente (Tremblay, 1996). Las fallas observadas incluyen fractura de las riostras a través de la sección neta en conexiones apernadas, daño excesivo en vigas y columnas y

2.6.2. AISC 360

El código AISC 360 establece los procedimientos para la verificación de los elementos estructurales de acero (riostras, vigas y columnas, en este caso) para las solicitaciones combinadas según estipula la norma.

Las riostras se revisarán para tensión y compresión, vigas se verificarán a flexión y corte, de manera independiente, mientras que las columnas se calcularán para la interacción de flexión y esfuerzo axial (flexo-compresión).

2.7. Evaluación del desempeño sísmico

Según ASCE 41-17, para evaluar el desempeño sísmico de una estructura implica esencialmente obtener tres parámetros: el coeficiente de modificación de respuesta, R , que reduce la acción sísmica a un nivel de diseño; el factor de sobrerresistencia del sistema, Ω_0 ; y el factor de amplificación del desplazamiento, C_d , que da cuenta de la magnitud del desplazamiento inelástico generado.

Conceptualmente, el factor R , depende tanto del nivel de ductilidad o capacidad de disipación de energía de la estructura ante eventos sísmicos severos, representado por R_μ , como de la sobrerresistencia del sistema, cuantificada a través de Ω_0 , la cual es función, en esencia, del sobredimensionamiento producto de las restricciones de deriva y de la sobrerresistencia intrínseca del acero. Es decir:

$$R = R_\mu \Omega_0 \text{ (Ecuación 2-12)}$$

La Figura 2-1 muestra de forma gráfica estos conceptos aplicados a una curva de capacidad (PUSHOVER):

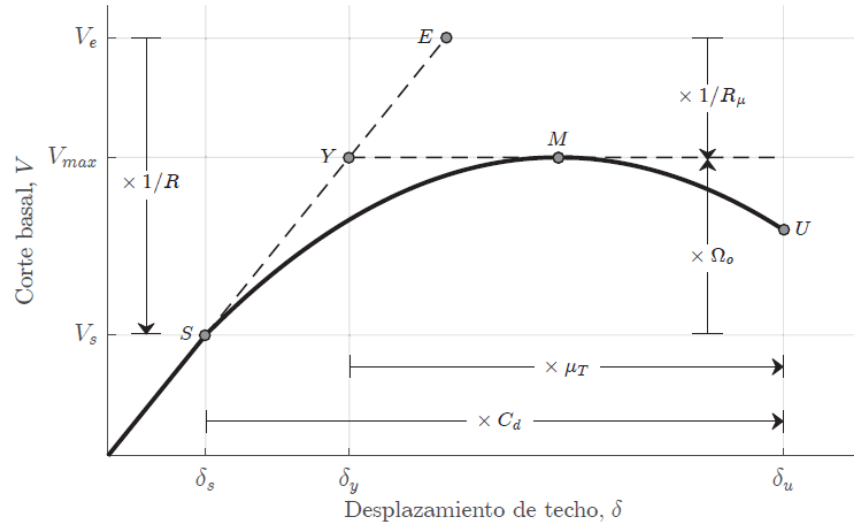


Figura 2.1: Definición de factores de desempeño sísmico

Donde los puntos señalados representan:

S es el nivel de diseño, que en la normativa estadounidense se asocia al primer punto de fluencia.

M es el nivel de capacidad máxima inelástica de la estructura.

U es el nivel de capacidad última.

Y es la fluencia efectiva dada por la pendiente elástica hasta la capacidad máxima.

E es la capacidad máxima elástica.

De esta forma, se pueden establecer las siguientes ecuaciones:

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_{max}} \quad (\text{Ecuación 2-13})$$

$$\Omega_0 = \frac{V_{max}}{V_e} \quad (\text{Ecuación 2-14})$$

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (\text{Ecuación 2-15})$$

$$C_d = \frac{\delta_y}{\delta_s} \text{ (Ecuación 2-16)}$$

Las normas de diseño especiaban estos factores para una serie de sistemas estructurales, en particular, la ASCE 7-16, en el capítulo 12, tabla 12-2.1 establece que para un sistema basado en pórticos arriostrados concéntricamente (sistema estructural usado para esta tesis) es $R = 6$, $C_d = 5.0$ y $\Omega_o = 2$.

En el caso particular del reglamento Nacional de la conducción (RNC), 2007, se establece en el arto 21 que el coeficiente de ductilidad (Q según normal o R_μ) se estipula un factor de 3 y un factor de sobrerresistencia (Ω o Ω_o) de 2, según el arto 22.

A su vez, el documento FEMA P695 especifica una metodología para la determinación de estos factores en nuevos sistemas estructurales, cuyos aspectos fundamentales se describen someramente en la siguiente sección.

Adicionalmente, el estándar FEMA 440 establece un par de procedimientos iterativos con el fin de determinar el máximo desplazamiento inelástico, para cierta demanda sísmica, que reunirá el denominado punto de desempeño (*performance point* en inglés).

2.8. Metodología FEMA P695

Los procedimientos que establece la metodología se pueden resumir en:

1. Información requerida por el sistema.
2. Desarrollo de arquetipos.
3. Desarrollo de modelos no lineales.
4. Análisis no lineales.

5. Evaluación del desempeño.

2.8.1. Información requerida por el sistema

En esta etapa se debe recopilar toda la información pertinente para caracterizar de buena forma el comportamiento del sistema ante la acción sísmica.

La Tabla 2.1 establece el parámetro β_{DR} que da cuenta del nivel de Confianza y grado de robustez y completitud de los requerimientos de diseño formulados para el sistema. A menor valor de β_{DR} mayor es la Confianza en los datos, y en consecuencia menor es la incertidumbre en ellos.

Completitud y robustez	Alta	Media	Baja
Alta. Amplias garantías contra modos de fallas imprevistos. Todo el diseño crítico y aspectos que aseguran la calidad son abordados	Superior $\beta_{DR} = 0.10$	Buena $\beta_{DR} = 0.20$	Suficiente $\beta_{DR} = 0.35$
Medias. Razonables garantías contra modos de fallas imprevistos. La mayoría de los diseños críticos y los aspectos que aseguran la calidad son abordados	Buena $\beta_{DR} = 0.20$	Suficiente $\beta_{DR} = 0.35$	Pobre $\beta_{DR} = 0.50$
Baja. Insatisfactorias garantías contra modos de fallas imprevistos. Mucho del diseño crítico y aspectos que aseguran la calidad no son abordados.	Suficiente $\beta_{DR} = 0.35$	Pobre $\beta_{DR} = 0.50$	

Tabla 2.1: Calidad de los requerimientos de diseño (traducción de Tabla 3-1 de FEMA P695).

Fuente: FEMA P695

Por otro lado, la Tabla 2.2 proporciona el parámetro β_{TD} que representa el grado de incertidumbre de los datos experimentales sobre el sistema, conexiones, materiales, etc. generados en un programa de investigación exclusivo o recolectados de experimentos afines.

Complejidad y robustez	Confianza en resultados experimentales		
	Alta	Media	Baja
Alta. El comportamiento del material, componentes, conexiones, montajes y sistema son bien estudiados y representados. Todos o casi todos los aspectos importantes de las pruebas son abordados	Superior $\beta_{TD} = 0.10$	Buena $\beta_{TD} = 0.20$	Suficiente $\beta_{TD} = 0.35$
Medias. El comportamiento del material, componentes, conexiones, montajes y sistema son en lo medular estudiados y representados. Los aspectos mas importantes de las pruebas son abordados	Buena $\beta_{TD} = 0.20$	Suficiente $\beta_{TD} = 0.35$	Pobre $\beta_{TD} = 0.50$
Baja. El comportamiento del material, componentes, conexiones, montajes y sistema son superficialmente estudiados y representados. Varios aspectos importantes de las pruebas no son abordados.	Suficiente $\beta_{TD} = 0.35$	Pobre $\beta_{TD} = 0.50$	

Tabla 2.2: Calidad de los datos experimentales (traducción de Tabla 3-1 de FEMA P695).

Fuente: FEMA P695

2.8.2. Desarrollo de arquetipos

Se especifican arquetipos que puedan recrear las principales características y configuraciones del sistema sismorresistente propuesto dentro del denominado *espacio de diseño*. Para ello son clasificados dentro de diferentes grupos de desempeño que comparten atributos fundamentales tales como la magnitud de las cargas gravitacionales, altura total, categoría ocupacional o periodo fundamental, siendo establecidos *arquetipos índices* representativos para cada grupo con el fin de evaluar su seguridad al colapso.

2.8.3. Desarrollo de modelos no lineales

Los modelos no lineales de los arquetipos deben incluir una simulación explícita de los mecanismos de falla que lleven al colapso de las estructuras,

siempre que sea posible. En caso contrario, la metodología plantea la posibilidad de evaluar el colapso a través de modos de falla no simulados en los análisis no lineales, basados en la verificación de los estados límites de variables representativas de la demanda sísmica.

De igual manera, se define el parámetro β_{MDL} que define el grado de representatividad y exactitud de los modelos, cuyos valores variarán según la siguiente tabla.

Representacion de las características de colapso	Presicion y robustez de los modelos		
	Alta	Media	Baja
Alta. Los modelos indices capturan completamente el espacio de diseño del arquetipo y lo efectos en el comportamiento estructural que contribuyen al colapso	Superior $\beta_{MDL} = 0.10$	Buena $\beta_{MDL} = 0.20$	Suficiente $\beta_{MDL} = 0.35$
Medias. Los modelos indices son suficientemente representativas y exhaustivas en el espacio de diseño y de los efectos del comportamiento estructural que contribuyen al colapso	Buena $\beta_{MDL} = 0.20$	Suficiente $\beta_{MDL} = 0.35$	Pobre $\beta_{MDL} = 0.50$
Baja. Aspectos importantes del espacio de diseño y/o del comportamiento de colapso no son capturados por los modelos indice	Suficiente $\beta_{MDL} = 0.35$	Pobre $\beta_{MDL} = 0.50$	

Tabla 2.3. Calidad de los modelos de arquetipos índices (traducción de Tabla 5-3 de FEMA P695).

Fuente: FEMA P695

-

2.8.4. Procedimientos para modelos no lineales del ASCE/SEI 41-17

El documento ASCE/SEI 41-17 propone una curva carga-deformación, que se muestra en la Figura 2.2, para la Definición de rótulas plásticas a flexión en los elementos que conforman los marcos a momento de acero.

Para caracterizar estas curvas se define tres niveles de desempeño tanto para elementos primarios (P), que son los destinados a resistir las fuerzas sísmicas, como para los elementos secundarios (S), que no confieren una resistencia sustancial o que agotan rápidamente su capacidad frente al sismo. Dichos niveles se pueden clasificar según el grado de deformación plástica del elemento en:

- Ocupación inmediata (IO, *Immediate Occupancy*): Como su nombre lo indica, la estructura puede utilizarse de forma segura, siendo los daños de menor cuantía y generados principalmente en elementos no estructurales.
- Seguridad de vida (LS, *Life Safety*): La estructura permanece estable y se conserva una cantidad no despreciable de resistencia adicional. Pese a ello, los daños a elementos estructurales y no estructurales pueden ser apreciables, pero con un riesgo de seguridad de vida bajo.
- Prevención de colapso (CP, *Collapse Prevention*): La estructura se mantiene en pie, pero puede estar al borde del colapso. Existe un daño sustancial atribuible a una importante degradación de rigidez y resistencia del sistema sismorresistente, a grandes deformaciones remanentes y a un deterioro, aunque acotado, del mecanismo de transmisión de cargas gravitacionales. Todo ello redundaría en que la reocupación es altamente riesgosa y puede inducir el colapso parcial o total, siendo además la rehabilitación de la estructura compleja o no redituable económicamente.

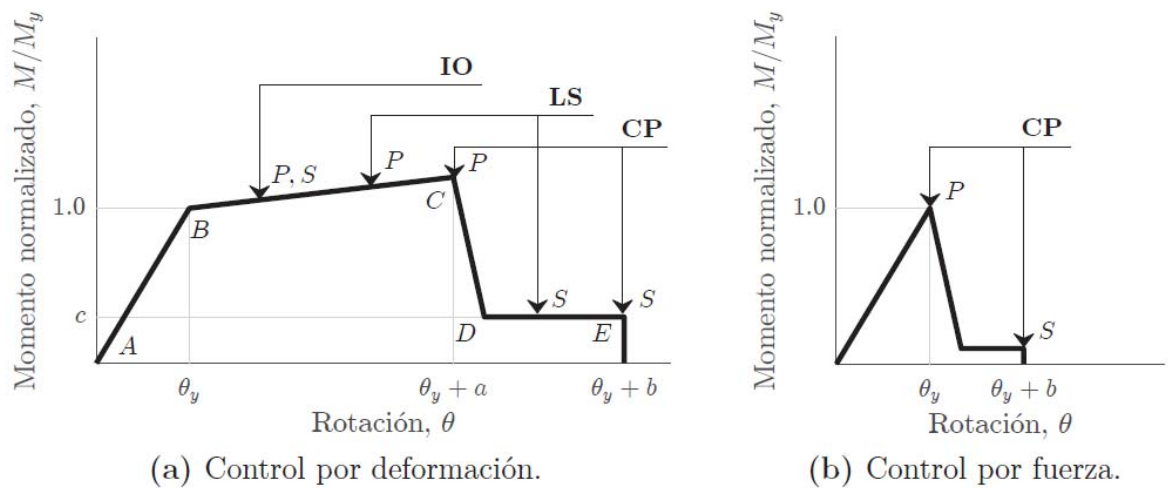


Figura 2.2. Curvas momento - rotación para comportamiento dúctil y frágil, respectivamente, adaptado de ASCE 41-17

Como se observa en la Figura 2.2a, los tres estados antes descritos se materializan íntegramente solo para el comportamiento controlado por deformación, caracterizado por un tramo elástico (AB), seguido por un rango plástico o de endurecimiento (BC) definido por una pendiente del orden de 3 % de la elástica. Posteriormente al *peak* (C) se establece una abrupta degradación de resistencia (se adopta una inclinación negativa para evitar problemas de convergencia computacional) hasta un nivel prácticamente nulo de carga, después del cual se define un tramo de resistencia residual (DE) hasta el colapso final.

Disímil es el comportamiento que caracteriza el control por fuerza, tal cual lo muestra la Figura 2.2b, que consiste básicamente en un tramo elástico hasta el máximo, después del cual hay una importante pérdida de resistencia hasta un valor residual. La representación post-máxima es generalmente ignorada truncando la curva en este punto.

Los parámetros θ_y y M_y , mostrados en las figuras anteriores, indican la rotación en la fluencia y la resistencia a flexión esperada en el elemento, respectivamente, siendo definidos para vigas y columnas por las siguientes ecuaciones:

$$\theta_y = \begin{cases} \left(\frac{ZF_{ye}L}{6EI} \right)_b & \text{Vigas} & \text{(Ecuación 2-17)} \\ \left(\frac{ZF_{ye}L}{6EI} \right)_c \left(1 - \frac{P}{F_{ye}A_g} \right) & \text{Columnas} & \text{(Ecuación 2-18)} \end{cases}$$

donde los subíndices b y c denotan las propiedades de vigas y columnas, respectivamente, entre las cuales están el módulo plástico de sección (Z), la longitud del elemento (L), el momento de inercia (I) y el área gruesa de la sección transversal (A_g); $F_{ye} = R_y F_y$ es la tensión de fluencia esperada; E es el módulo de elasticidad del acero y P es la carga axial en el elemento, incluyendo la contribución de la carga lateral, para determinado desplazamiento del nodo de control en un análisis no lineal estático o para el instante de resolución de un análisis no lineal dinámico.

A su vez, los parámetros a , b y c definidos en la Figura 2.2a se estiman con la Tabla 2.3:

		Parámetros curva			Criterio aceptación		
		a [θ_y]	b [θ_y]	c	IO [θ_y]	LS [θ_y]	CP [θ_y]
Condición de esbeltez de alas y alma							
Vigas	(a) $\lambda_f \leq 52/\sqrt{F_{ye}^a}$ y $\lambda_w \leq 418/\sqrt{F_{ye}}$	9	11	0.6	1	9	11
	(b) $\lambda_f \geq 65/\sqrt{F_{ye}}$ ó $\lambda_w \geq 640/\sqrt{F_{ye}}$	4	6	0.2	0.25	3	4
	(c) Si (a) y (b) no se satisfacen	$_{-b}$	$_{-b}$	$_{-b}$	$_{-b}$	$_{-b}$	$_{-b}$
Para $P/P_{CL}^c < 0.2$							
Columnas	(a) $\lambda_f \leq 52/\sqrt{F_{ye}}$ y $\lambda_w \leq 300/\sqrt{F_{ye}}$	9	11	0.6	1	9	11
	(b) $\lambda_f \geq 65/\sqrt{F_{ye}}$ ó $\lambda_w \geq 460/\sqrt{F_{ye}}$	4	6	0.2	0.25	3	4
	(c) Si (a) y (b) no se satisfacen	$_{-b}$	$_{-b}$	$_{-b}$	$_{-b}$	$_{-b}$	$_{-b}$
Para $0.2 \leq P/P_{CL}^c \leq 0.5^e$							
	(a) $\lambda_f \leq 52/\sqrt{F_{ye}}$ y $\lambda_w \leq 260/\sqrt{F_{ye}}$	11 ^{f^d}	17 ^{f^d}	0.2	0.25	14 ^{f^d}	17 ^{f^d}
	(b) $\lambda_f \geq 65/\sqrt{F_{ye}}$ ó $\lambda_w \geq 400/\sqrt{F_{ye}}$	1	1.5	0.2	0.25	1.2	1.2
	(c) Si (a) y (b) no se satisfacen	$_{-b}$	$_{-b}$	$_{-b}$	$_{-b}$	$_{-b}$	$_{-b}$

Tabla 2.3. Parámetros de modelación y criterio de aceptación para procedimientos no lineales en elementos de acero.

Fuente: ASCE 41-17

La tabla anterior mostrada, no hace distinción entre elementos primarios o secundarios para el establecimiento de los niveles de desempeño (criterio de aceptación), en particular para los estados LS y CP, cuestión que difiere de versiones anteriores del estándar y de su documento precursor (FEMA 356), conservándose solo los límites impuestos para elementos secundarios ahora aplicados transversalmente.

2.9. Análisis no lineal

El análisis no lineal de los modelos desarrollados deberá considerar la siguiente combinación para las cargas gravitacionales, que incluye a las de índole permanente, D , y de uso, L (se excluye la sobrecarga de techo), y que está basada en valores esperados, el cual es propuesta por el FEMA P695:

$$1.05D + 0.25L \text{ (Ecuación 2-19)}$$

Cabe notar que esta combinación redundará en una masa sísmica ligeramente menor que la considerada en el análisis planteado en el RNC07.

Los análisis no lineales deberán incluir además los efectos de segundo orden asociados a las cargas gravitacionales, combinadas según la relación anterior, que son estabilizadas por el sistema sismorresistente

La metodología de FEMA P695 establece dos tipos de análisis: uno no lineal estático (*PUSHOVER*) y otro no lineal dinámico (*tiempo-historia*).

2.9.1. Análisis no lineal estático

Este análisis consiste básicamente en aplicar cargas laterales en el centro de masas de cada piso, que se incrementarán proporcionalmente y en el mismo sentido hasta alcanzar determinado desplazamiento en el nodo de control (centro de masa o nodo esquina del techo).

La carga lateral para cada piso (F_x), debe ser proporcional al producto entre la masa de este (m_x) y la amplitud de la forma modal fundamental en dicho piso (ϕ_{1x}) en la dirección de análisis:

$$F_x \propto m_x \phi_{1x} \text{ (Ecuación 2-20)}$$

Establecida la curva de capacidad, y con ella el corte basal máximo (V_{max}) podrá determinarse con la ecuación anteriormente planteada el factor de sobrerresistencia, Ω_o .

En orden a evaluar la ductilidad basada en el periodo (μ_T) definida anteriormente, FEMA P695 define al desplazamiento último del nodo de control (δ_u) como aquel para el cual hay una reducción de un 20 % del corte basal máximo, o en otras palabras cuando en el tramo descendente de la curva de capacidad se llega a $0.8V_{max}$, o en su defecto, el correspondiente a un modo de falla no simulado.

Respecto al desplazamiento efectivo de fluencia (δ_y), se establece la relación:

$$\delta_y = C_0 \frac{V_{max}}{W/g} \left[\frac{\max(T, T_1)}{2\pi} \right]^2 \quad \text{(Ecuación 2-21)}$$

donde:

W/g es la masa total de la estructura, según la combinación de cargas establecida, en que g es la aceleración de gravedad.

T es el periodo fundamental aproximado dado por ACE 7-16 calibrado para el diseño estadounidense (en particular para su espectro de respuesta) por lo cual no es directamente aplicable a este estudio,

T_1 es el periodo fundamental obtenido por un análisis de valores y vectores propios,

C_0 es un coeficiente definida como el producto entre la amplitud modal fundamental en el nodo de control ϕ_{1r} , que generalmente es igual a 1, y el factor de participación modal (del modo fundamental), PF_1 , es decir:

$$C_0 = \phi_{1,r} P F_1 = \phi_{1,r} \frac{L_1}{M_1} \quad (\text{Ecuación 2-22})$$

Donde L_1 y M_1 se definieron anteriormente, por lo tanto, la expresión anteriormente mostrada se reescribe como:

$$C_0 = \phi_{1,r} \frac{\{\phi_1\}^T [M] \{r\}}{\{\phi_1\}^T [M] \{\phi_1\}} = \phi_{1,r} \frac{\sum_{x=1}^N m_x \phi_{1,x}}{\sum_{x=1}^N m_x \phi_{1,x}^2} \quad (\text{Ecuación 2-23})$$

Donde N es el número de pisos y también de modos tratados.

La ecuación 2-23 homologa la expresión planteada por FEMA 440 para el método de los coeficientes, suponiendo un 100% de participación del modo fundamental y demás factores (C_1 , C_2 , C_3) unitarios, razón por la cual la pendiente definida por δ_y en la Figura 2-2b será un poco mayor a la pendiente elástica inicial de la curva de capacidad.

2.9.2. Análisis no lineal dinámico

El análisis no lineal dinámico (*Time-History Analysis*) pretende, mediante registros de aceleración escalados, determinar el margen de colapso (*CMR* o *Collapse Margin Ratio*) para cada modelo arquetípico, que se define por medio de la siguiente relación:

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad (\text{Ecuación 2-24})$$

Donde:

\hat{S}_{CT} : Es la intensidad mediana de colapso, definida como la aceleración espectral de la mediana de los registros, evaluada en el periodo fundamental del arquetipo,

amplificada por un factor de escala para el cual al menos el 50 % de los registros (escalados por dicho factor) provoquen el colapso, y S_{MT} es la intensidad, en términos de aceleración espectral, del máximo sismo considerado (MCE) evaluado en el periodo fundamental del arquetipo.

Para caracterizar el MCE, propio de la normativa estadounidense y que define su espectro de diseño, se utilizará el sismo máximo posible estipulado en la norma nacional RNC07, el cual define a partir de la ordenada espectral del artículo 27 subtema II, el cual plantea lo siguiente:

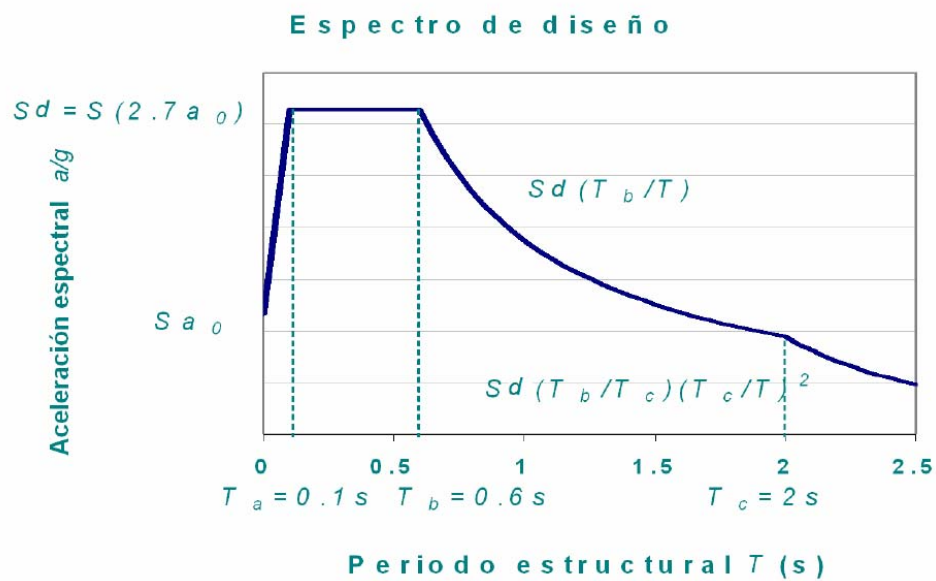


Figura 2.3. Espectro de diseño del RNC07
Fuente: RNC07

La figura anterior mostrada define el espectro de aceleraciones según la norma nicaragüense, para un amortiguamiento de 5% que dependerá de los parámetros de suelo (Artículo 25 y anexo C) así como la zonificación sísmica (artículo 24).

2.9.3. Evaluación del desempeño

Para evaluar si el margen de colapso (CMR) es aceptable para cada arquetipo, se debe establecer primero la incertidumbre total de colapso del sistema (β_{TOT}), que se define por la siguiente expresión:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad (\text{Ecuación 2-25})$$

donde β_{DR} , β_{TD} y β_{MDL} son definidos según las Tablas 2-1, 2-2 y 2-3 respectivamente, mientras que el parámetro β_{RTR} da cuenta de la variabilidad en la respuesta de los arquetipos para cada registro sísmico y se cuantifica en función de la ductilidad basada en el periodo (μ_T), según la expresión

$$0.2 \leq \beta_{RTR} = 0.1 + 0.1\mu_T \leq 0.40 \quad (\text{Ecuación 2-26})$$

Por medio de β_{TOT} se calculan valores de CMR , ajustados por la forma espectral de los registros, para un 10 % y 20 % de probabilidad de colapso, según la Tabla 7-3 de FEMA P695, pudiendo ser representados por las siguientes funciones exponenciales:

$$ACMR_{10\%} = 1.0009 \cdot \exp(1.2804\beta_{TOT}) \quad (\text{Ecuación 2-27})$$

$$ACMR_{20\%} = 0.9997 \cdot \exp(0.8412\beta_{TOT}) \quad (\text{Ecuación 2-28})$$

El margen de colapso se considerará aceptable cuando para cada grupo de desempeño los CMR de los arquetipos satisfacen las condiciones establecidas por las ecuaciones siguientes. En consecuencia, el factor de modificación de respuesta (R) será el correspondiente al grupo de desempeño que ostente el menor margen de colapso promedio, mientras que el factor de sobrerresistencia (Ω_o) será el máximo valor promedio entre los grupos definidos. Por el contrario, si no se cumplen estos límites se debe rediseñar las estructuras de forma más conservadora y repetir el proceso o mejorar la calidad de la información y de los modelos arquetípicos para obtener una menor incertidumbre y con ella límites inferiores:

$$CMR_i \geq ACMR_{10} \% \text{ (Ecuación 2-29)}$$

$$CMR_i \geq ACMR_{20} \% \text{ (Ecuación 2-30)}$$

En rigor se utiliza el valor ajustado por la forma espectral de los registros, $ACMR$. No obstante, el factor de ajuste (SSF) puede ser obviado, según constata Urzúa, debido a que este da cuenta de la variabilidad de los mecanismos de falla que originan los sismos en Estados Unidos, cuestión que no ocurre en los registros que se analizarán en este trabajo, que son derivados de movimientos producto de la subducción entre la placa de Nazca y la Sudamericana.

2.9.4. Método del espectro de capacidad de FEMA 440

El método del espectro de capacidad, tal como se establece originalmente en el estándar ATC-40, consiste en asumir que el máximo desplazamiento inelástico para un sistema no lineal de un grado de libertad (SDOF: *Single Degree-of-Freedom* en inglés) puede ser estimado a partir de un sistema lineal elástico equivalente con un periodo y amortiguamiento mayores a los asociados inicialmente al sistema no lineal (T_0 y β_0 , respectivamente). La figura 2.4 siguiente muestra gráficamente esta concepción.

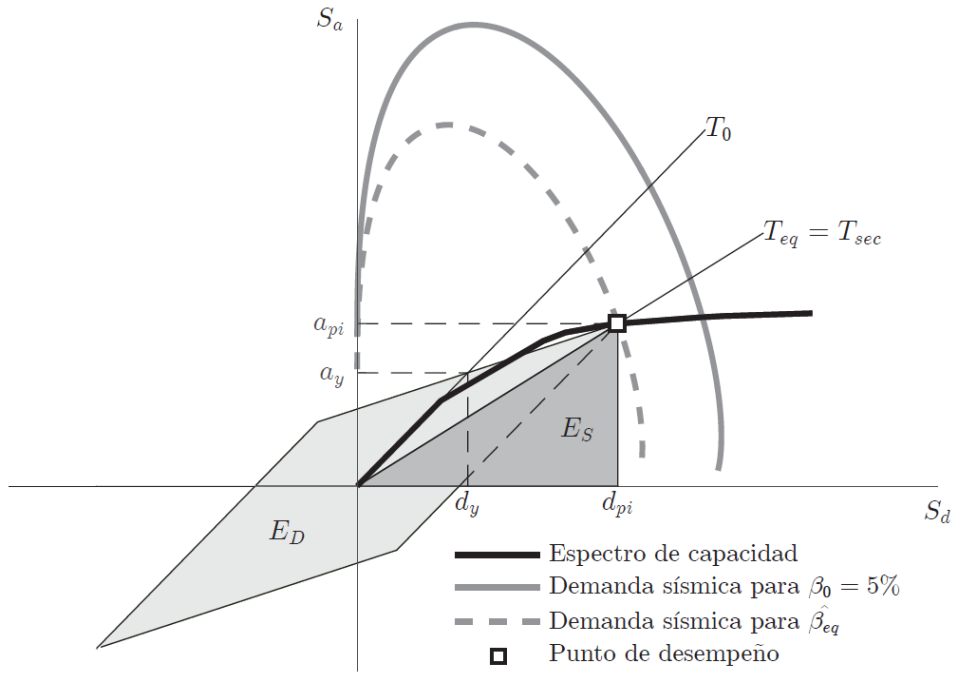


Figura 2.4. Método del espectro de capacidad según el estándar ATC-40

Fuente: ATC 40

En la Figura 2.4, E_D representa la energía disipada producto del amortiguamiento durante el ciclo completo de histéresis (igual al área del paralelogramo resultante), mientras que E_S corresponde a la máxima energía de deformación desarrollada, igual a:

$$E_S = A_{\blacksquare} = \frac{a_{pi}d_{pi}}{2} \text{ (Ecuación 2-31)}$$

donde a_{pi} y d_{pi} son la aceleración y desplazamiento en el punto de desempeño, basado en un sistema de coordenadas espectrales (ADRS: *Acceleration-Displacement Response Spectrum*) para la curva de capacidad originalmente relacionada al corte basal y el desplazamiento de techo, obtenida este través de un análisis no lineal estático o *PUSHOVER*.

El cociente entre ambas energías permite cuantificar el amortiguamiento viscoso

equivalente asociado con el ciclo histerético, β_{eq} , a través de la relación:

$$\beta_{eq} = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{E_D}{E_S} \right) \text{ (Ecuación 2-32)}$$

y con él se obtiene el amortiguamiento total del sistema lineal equivalente

$$\hat{\beta}_{eq} = \beta_0 + \beta_{eq} \text{ (Ecuación 2-33)}$$

CAPITULO 3: ANALISIS LINEAL DE LAS ESTRUCTURAS

3.1. Consideraciones previas

3.1.1. Sistema estructural

Para efectos de simplificar el análisis, se considerarán modelos de pórticos de acero representativo de estructuras de 8, 12 y 16 niveles conformadas por marcos arriostrados concéntricamente equidistantes a 7 metros y de 5 vanos de igual longitud, como se muestran en las Figuras 3.1 y 3.2, mientras que la altura de entrepiso se fijará en 3.6 metros.

Cabe señalar además que se usarán perfiles W en vigas y columnas. A su vez, se usarán perfiles HSS cuadrados como riostras.

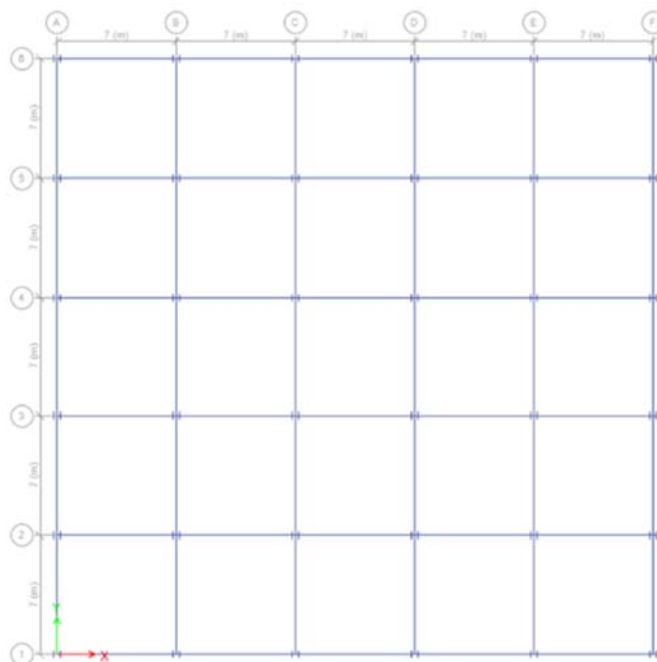


Figura 3.1. Planta típica de edificaciones.

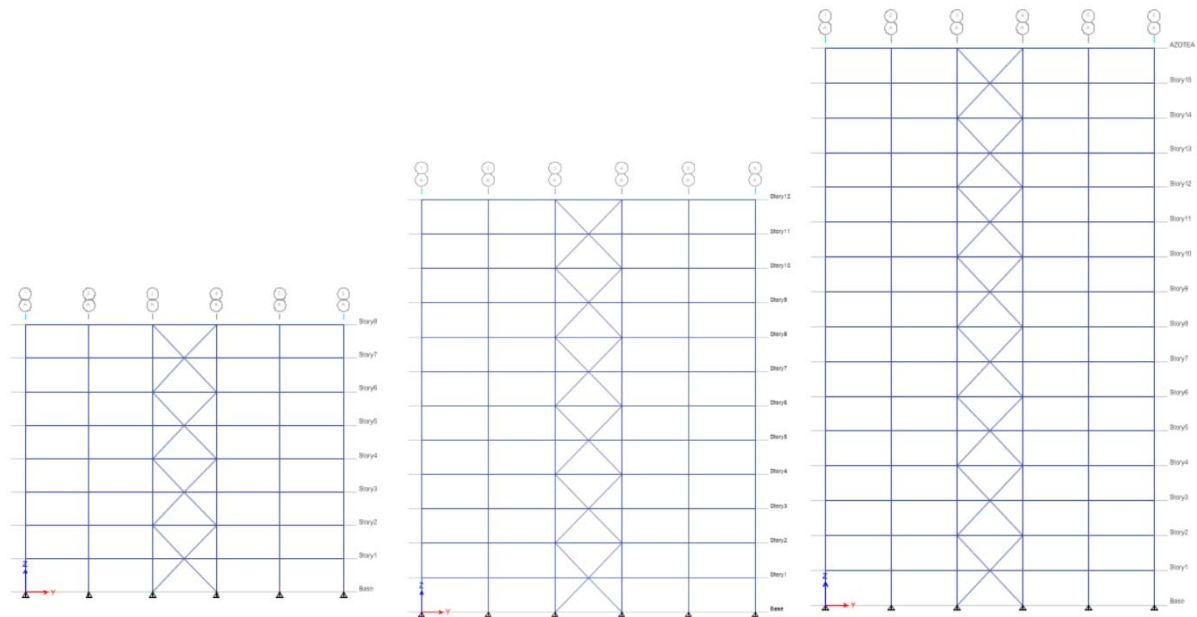


Figura 3.2. Elevación de los edificios en estudio.

Fuente: ETABS

3.1.2. Materiales

Se utilizarán materiales especificados en las normativas AISC (acero estructural) y ACI (concreto), para los cuales se tomaron las siguientes propiedades:

- Peso específico acero: $= 7,850 \text{ kg/m}^3$
- Módulo de elasticidad: $E = 29,000 \text{ KSI}$
- Peso específico concreto: $= 2400 \text{ kg/m}^3$

3.1.3. Cargas gravitacionales actuantes

Dada la definición de uso destinado a uso domiciliar de las estructuras, según la tabla 1 del RNC-07 se considerará una sobrecarga de uso de 250 kg/m^2 y para el último piso, -asumiendo que solo es accesible para uso operacional de la estructura-, una carga de techo de 100 kg/m^2 . Respecto a las cargas muertas, exceptuando el peso propio de los perfiles que se definirán durante el diseño, suponiendo el uso de *Steel Decks* con un espesor de hormigón (sobre el trapecio

del elemento galvanizado) de 10 cm, en base al catálogo INDENICSA, lámina E101.

Considerando además otros componentes como muros, cerámicas y rellenos de piso y accesorios propios del uso de la estructura, se puede agregar una carga muerta adicional de 250 kg/m² para los pisos habitables y 150 kg/m² para el último nivel (azotea).

A continuación, se presenta un resumen de las cargas a tomar en cuenta:

Tipo de carga	Carga (kg/m ²)
Carga permanente	250
Carga permanente (azotea)	150
Carga viva	200
Carga viva reducida	80

Tabla 3.1. Resumen de cargas gravitacionales

Fuente: Elaboración propia

Cabe destacar que las cargas permanentes que se plantean en la tabla anterior no incluyen los pesos propios de los elementos estructurales.

3.2. Determinación de la acción sísmica

Según el RNC-07 en el Arto. 30, se consideran 3 métodos para la determinación de la acción sísmica de diseño y análisis: método simplificado, método estático equivalente y método dinámico modal espectral.

Este último se usará para definir la acción del sismo para todos los modelos lineales, esto, sin dejar atrás la validación de este método con el estático equivalente, esto se hace con el fin de normalizar los procedimientos a utilizar.

La Figura 3.3 presenta el espectro de diseño a ser utilizado según las especificaciones de suelo, zona y parámetros de resistencia:

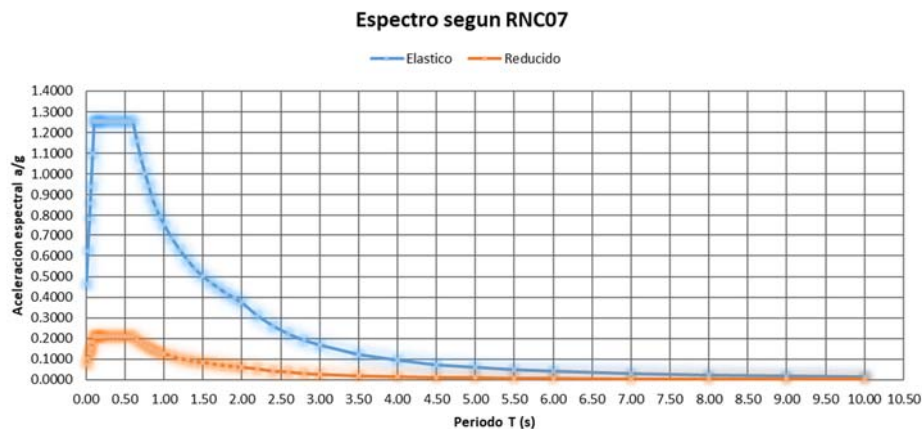


Figura 3.3. Espectros elásticos y de diseño establecido por el RNC-07
(Arto. 27 subtema 2).

Fuente: Elaboración propia

Para la estimación de las propiedades dinámicas (formas modales, períodos de vibración, masas equivalentes, entre otros), que incidirán en el cálculo de la demanda sísmica, se utilizará el programa ETABS v17.0.1 por medio del cual se modelarán las estructuras tridimensionales, con apoyos empotrados en la base y considerando lo planteado anteriormente.

3.2.1. Parámetros sísmicos de las estructuras

- Arto. 20. Clasificación estructural

Según lo establecido en este artículo, las estructuras de uso residencial se clasifican como estructuras grupo B, (media importancia), $I_e = 1.0$.

- Arto 21. Coeficiente de ductilidad

Para los pórticos especiales arriostrados concéntricamente, se permite el uso de un coeficiente $Q = 3$, también, según lo establecido el factor de reducción de respuesta según ASCE 7-16 tabla 12.2-1 es de 6.

- Arto. 22. Factor por sobrerresistencia (Ω)

Se establece en 2 este factor.

- Arto 24. Factor por influencia del suelo

Para según la Figura 3.4 y la Tabla 3.2, Managua se encuentra en la zona C, y tomando un tipo de suelo desfavorable sin tomar en cuenta estudios especializados de suelo (suelo tipo 2) tenemos $S = 1.5$.

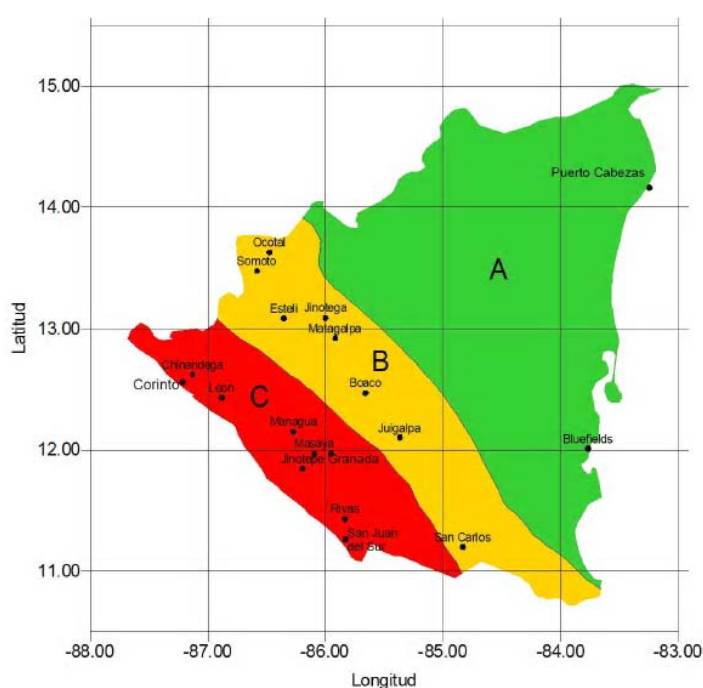


Figura 3.4. Mapa de zonificación sísmica.

Fuente: RNC-07.

Zona Sísmica	Tipo de suelo		
	I	II	III
A	1.0	1.8	2.4
B	1.0	1.7	2.2
C	1.0	1.5	2.0

Tabla 3.2. Factores de amplificación por tipo de suelo.

Fuente: RNC-07.

Tomando en cuenta los factores anteriormente descritos podemos determinar el espectro de respuesta (Figura 3.3) usado para el análisis dinámico modal, pero también se puede calcular el coeficiente sísmico máximo y reducido usado para el método estático equivalente.

3.3. Análisis sísmico de estructuras según RNC-07

Para proceder en el método dinámico modal (Arto. 33) primeramente se debe validar con el método estático equivalente. Según lo planteado en Arto. 33 inciso a se debe revisar el cortante basal dinámico con el estático, tal que:

$$V_b \text{ dinámico} \geq 0.8 V_b \text{ estático} \quad (\text{Ecuación 3-1})$$

Si esta condición no se cumple, se debe de aplicar un factor que amplifique los efectos dinámicos hasta cumplir esta condición, según lo plantea el mismo artículo en estudio.

3.4. Aplicación del método estático equivalente (Arto. 32)

Según el Arto. 30 del RNC-07 en el inciso a, para aplicar el método estático se debe cumplir que la estructura en estudio debe de tener como máximo 40 m de altura (considerando los edificios regulares), según los edificios en estudio, se tienen altura en el orden de 28.8 m, 43.2 m y 57.6 m para 8, 12 y 16 niveles, respectivamente.

Tomando en cuenta esta condición, para los edificios de 12 y 16 niveles no se debería aplicar este método, pero se considera la aplicación de este método para todos con el objetivo de poder determinar la diferencia entre los métodos lineales aplicados.

Primeramente, se determinan los coeficientes sísmicos según lo estipula las ecuaciones 2-3, 2-4 y 2-5 por lo que:

	C	C minimo	C usado
8 Niveles	0.20925	0.465	0.465
12 Niveles	0.20925	0.465	0.465
16 Niveles	0.20925	0.465	0.465

Tabla 3.3. Coeficientes sísmicos.

Fuente: Elaboración propia

3.4.1. Fuerza sísmica máxima

Según el Arto. 32 inciso a, si se desconoce el periodo fundamental de vibración de la estructura, primeramente, se debe encontrar la fuerza sísmica máxima para luego determinar los periodos aproximados mediante el análisis de la estructura ante este efecto.

Para esto, tenemos primeramente la masa ($\text{kgf-s}^2/\text{m}$) por piso convertidos a peso (Tonf) para iniciar el análisis (la masa es la misma en las dos direcciones, por lo que se presenta una de las direcciones únicamente).

Story	Peso Tonf	Story	Peso Tonf	Story	Peso Tonf
AZOTEA	761.6483	Azotea	761.6483	Azotea	772.3153
Story7	967.4821	Story11	967.4821	Story15	989.1783
Story6	967.4821	Story10	967.4821	Story14	989.1783
Story5	967.4821	Story9	967.4821	Story13	989.1783
Story4	967.4821	Story8	967.4821	Story12	989.1783
Story3	967.4821	Story7	967.4821	Story11	989.1783
Story2	967.4821	Story6	967.4821	Story10	989.1783
Story1	967.4821	Story5	967.4821	Story9	989.1783
		Story4	967.4821	Story8	989.1783
		Story3	967.4821	Story7	989.1783
		Story2	967.4821	Story6	989.1783
		Story1	967.4821	Story5	989.1783
				Story4	989.1783
				Story3	989.1783
				Story2	989.1783
				Story1	989.1783

Tabla 3.4. Pesos por piso para cada estructura.

(a) Peso de edificio de 8 niveles; (b) peso de edificio de 12 niveles;

(c) peso de edificio de 16 niveles.

Fuente: Corrida de ETABS.

Aplicando la ecuación se obtienen las fuerzas sísmicas máximas (Tonf) por cada edificio en estudio de mayor a menor piso:

Nivel	h m	Fs Ton	Mv Ton-m
Azotea	28.8	643.2989	18527.01
7	25.2	715.0055	18018.14
6	21.6	612.8618	13237.82
5	18	510.7182	9192.927
4	14.4	408.5745	5883.473
3	10.8	306.4309	3309.454
2	7.2	204.2873	1470.868
1	3.6	102.1436	367.7171
Σ		3503.321	70007.4

(a)

Nivel	h m	Fs Ton	Mv Ton-m
Azotea	43.2	663.9865	28684.22
Story11	39.6	773.1418	30616.42
Story10	36	702.8562	25302.82
Story9	32.4	632.5706	20495.29
Story8	28.8	562.285	16193.81
Story7	25.2	491.9993	12398.38
Story6	21.6	421.7137	9109.016
Story5	18	351.4281	6325.706
Story4	14.4	281.1425	4048.452
Story3	10.8	210.8569	2277.254
Story2	7.2	140.5712	1012.113
Story1	3.6	70.28562	253.0282
Σ		5302.837	156716.5

(b)

Nivel	h m	Fs Ton	Mv Ton-m
Azotea	57.6	684.3924	39421
Story15	54	821.7816	44376.21
Story14	50.4	766.9962	38656.61
Story13	46.8	712.2107	33331.46
Story12	43.2	657.4253	28400.77
Story11	39.6	602.6398	23864.54
Story10	36	547.8544	19722.76
Story9	32.4	493.069	15975.43
Story8	28.8	438.2835	12622.57
Story7	25.2	383.4981	9664.152
Story6	21.6	328.7126	7100.193
Story5	18	273.9272	4930.69
Story4	14.4	219.1418	3155.641
Story3	10.8	164.3563	1775.048
Story2	7.2	109.5709	788.9103
Story1	3.6	54.78544	197.2276
Σ		7258.645	

(c)

Tabla 3.5. Fuerzas sísmicas máximas.

(a) Fuerza sísmica máxima para el edificio de 8 Niveles; (b) Fuerza sísmica máxima para el edificio de 12 Niveles; (c) Fuerza sísmica máxima para el edificio de 16 niveles.

Fuente: Elaboración propia.

Cabe destacar que se revisaron estos resultados con el software ETABS v17.0.1 dando los mismos resultados presentados anteriormente. Posterior a esto, se obtienen los desplazamientos máximos ante fuerzas sísmicas máximas, para lo que, aplicando la ecuación siguiente estipulada en el Arto. 32 inciso b del RNC-07, se obtiene el periodo estructural aproximado:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \Delta_i^2}{g \sum F_{s_i} \Delta_i}} \quad \text{Ecuación 3-2}$$

Donde:

- g: Aceleración gravitacional (m/s²)
- W_i: Peso del i-esimo piso
- Δ_i: Desplazamiento relativo a la base del i-esimo nivel
- F_{s_i}: Fuerza sísmica máximo del i-esimo nivel

Por lo que, calculando los periodos tenemos:

	8 Niveles	12 niveles	16 niveles
Eje X	1.114928	2.364436	3.481954
Eje Y	1.117094	2.371087	3.491579

Tabla 3.6. Periodos estructurales aproximados.
Fuente: Elaboración propia.

Con el conocimiento del período estructural aproximado, se puede determinar la ordenada de la aceleración espectral de diseño (A) y calcular el nuevo coeficiente sísmico, obteniendo:

	Cx	Cy
8 Niveles	0.112608	0.11239
12 Niveles	0.0775	0.0775
16 Niveles	0.0775	0.0775

Tabla 3.7. Coeficiente sísmico.
Fuente: elaboración propia.

Cabe destacar que la aceleración espectral de diseño se debe de cumplir la condición que $A \geq S \cdot a_0$. Con los resultados detallados anteriormente, calculamos nuevamente la fuerza sísmica, obteniendo los resultados presentados en las Tabla 3.8 – 3.10.

Nivel	h m	Eje X		Eje Y	
		Fs Ton	Mv Ton-m	Fs Ton	Mv Ton-m
Azotea	28.8	155.786436	4486.64935	155.484478	4477.95296
7	25.2	173.151461	4363.41683	172.815845	4354.95929
6	21.6	148.415538	3205.77563	148.127867	3199.56193
5	18	123.679615	2226.23307	123.439889	2221.91801
4	14.4	98.9436922	1424.78917	98.7519114	1422.02752
3	10.8	74.2077691	801.443907	74.0639335	799.890482
2	7.2	49.4718461	356.197292	49.3759557	355.506881
1	3.6	24.735923	89.049323	24.6879778	88.8767203
Σ		848.392281		846.747857	16920.6938

Tabla 3.8. Fuerza sísmica reducida (tonf) para edificio de 8 niveles según espectro de diseño RNC-07.
Fuente: Elaboración propia.

Nivel	h m	Eje X		Eje Y	
		Fs	Mv	Fs	Mv
		Ton	Ton-m	Ton	Ton-m
Azotea	43.2	110.66442	4780.70294	110.66442	4780.70294
Story11	39.6	128.856971	5102.73605	128.856971	5102.73605
Story10	36	117.142701	4217.13723	117.142701	4217.13723
Story9	32.4	105.428431	3415.88116	105.428431	3415.88116
Story8	28.8	93.7141607	2698.96783	93.7141607	2698.96783
Story7	25.2	81.9998906	2066.39724	81.9998906	2066.39724
Story6	21.6	70.2856205	1518.1694	70.2856205	1518.1694
Story5	18	58.5713504	1054.28431	58.5713504	1054.28431
Story4	14.4	46.8570804	674.741957	46.8570804	674.741957
Story3	10.8	35.1428103	379.542351	35.1428103	379.542351
Story2	7.2	23.4285402	168.685489	23.4285402	168.685489
Story1	3.6	11.7142701	42.1713723	11.7142701	42.1713723
Σ		883.806246	26119.4173	883.806246	26119.4173

Tabla 3.9. Fuerza sísmica reducida (tonf) para edificio de 12 niveles según espectro de diseño RNC-07.

Fuente: Elaboración propia.

Nivel	h m	Eje X		Eje Y	
		Fs	Mv	Fs	Mv
		Ton	Ton-m	Ton	Ton-m
Azotea	57.6	114.065405	6570.16735	114.065405	6570.16735
Story15	54	136.963601	7396.03445	136.963601	7396.03445
Story14	50.4	127.832694	6442.76779	127.832694	6442.76779
Story13	46.8	118.701787	5555.24365	118.701787	5555.24365
Story12	43.2	109.570881	4733.46205	109.570881	4733.46205
Story11	39.6	100.439974	3977.42297	100.439974	3977.42297
Story10	36	91.3090673	3287.12642	91.3090673	3287.12642
Story9	32.4	82.1781606	2662.5724	82.1781606	2662.5724
Story8	28.8	73.0472538	2103.76091	73.0472538	2103.76091
Story7	25.2	63.9163471	1610.69195	63.9163471	1610.69195
Story6	21.6	54.7854404	1183.36551	54.7854404	1183.36551
Story5	18	45.6545336	821.781606	45.6545336	821.781606
Story4	14.4	36.5236269	525.940228	36.5236269	525.940228
Story3	10.8	27.3927202	295.841378	27.3927202	295.841378
Story2	7.2	18.2618135	131.485057	18.2618135	131.485057
Story1	3.6	9.13090673	32.8712642	9.13090673	32.8712642
Σ		1209.77421	47330.535	1209.77421	47330.535

Tabla 3.10. Fuerza sísmica reducida (tonf) para edificio de 16 niveles según espectro de diseño RNC-07. Fuente: Elaboración propia.

Con lo anteriormente mostrado, presentamos el cortante basal, dato el cual servirá para validar los datos obtenidos del análisis dinámico modal espectral:

Edificio	Vbx	Vby
8 Niveles	848.3923	846.7479
12 Niveles	883.8062	883.8062
16 Niveles	1209.774	1209.774

Tabla 3.11. Cortante basal estático (Tonf)

Fuente: Elaboración propia.

3.5. Aplicación del método dinámico modal espectral (Arto. 33)

Según indica el Arto. 33 del RNC-07, este método puede ser aplicado a un edificio cualesquiera que sean sus condiciones, para aplicar este método se usó el software ETABS v17.0.1.

La extracción de información para determinar el comportamiento de los edificios se basará en la energía de entrada (fuerza del sismo) y respuesta (desplazamientos y derivas). Primeramente, presentamos las fuerzas sísmicas por nivel:

Niveles	Vb Tonf
AZOTEA	172.1243
7	332.0437
6	448.6919
5	537.433
4	613.1298
3	681.3339
2	739.3672
1	775.4608

(a)

Niveles	Vb Tonf
AZOTEA	138.1412
11	255.7813
10	324.5449
9	355.9468
8	367.7403
7	378.1785
6	404.7384
5	453.9892
4	519.6074
3	589.7733
2	649.9295
1	686.8671

(b)

Niveles	Vb Tonf
AZOTEA	116.5187
15	218.9344
14	280.5638
13	308.216
12	311.5388
11	299.974
10	285.0365
9	278.1693
8	289.3335
7	322.2533
6	372.9734
5	435.0659
4	500.7118
3	563.2458
2	614.7194
1	646.4497

(c)

Tabla 3.12. Fuerza sísmica por piso (Tonf).

(a) Cortante basal dinámico para edificio de 8 niveles; (b) Cortante basal dinámico para edificio de 12 niveles; (c) Cortante basal dinámico para edificio de 16 niveles.

Fuente: Elaboración propia.

Esto, nos da como resultado el siguiente cortante basal:

Edificio	Vbx	Vby
8 Niveles	775.4608	773.9322
12 Niveles	686.8671	686.7622
16 Niveles	646.4497	644.6597

Tabla 3.13. Cortante basal dinámico (Tonf).

Fuente: Elaboración propia.

Por lo que, validamos el uso del método dinámico haciendo uso de la condición planteada en el Arto. 33 inciso a, el cual plantea que, el cortante basal dinámico debe representar al menos el 80% del cortante basal estático.

8 Niveles	12 niveles	16 niveles
91.401%	77.705%	53.288%

Tabla 3.14. Resumen del porcentaje representativo del método dinámico vs estático (%).

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede concluir, para los edificios de 8 y 12 niveles hay cumplimiento de la condición del Arto 33 inciso a, sin embargo, para el edificio de 16 niveles no lo hay, cabe destacar que a como se planteó esta condición era únicamente válida para el edificio de 8 niveles, dado que es el único que tiene menos de 40 m de altura, condicionante principal para aplicar el método estático equivalente.

Esto nos lleva a comprobar la hipótesis planteada al inicio del capítulo, donde se plantea que entre más nos alejemos de la altura permitida por el RNC-07 para la aplicación del método estático, este se alejaría cada vez más de la condición esperada en el Arto 33 inciso a.

3.6. Desplazamientos

Revisadas las condiciones principales para los edificios en estudio y revisada la convergencia de los métodos estáticos y dinámicos, se presentan los resultados obtenidos, cabe destacar que se presentan los resultados del método dinámico modal.

Nivel	Desplazamientos	
	Eje X	Eje Y
AZOTEA	5.158	5.166
7	4.547	4.559
6	3.88	3.889
5	3.161	3.165
4	2.443	2.446
3	1.714	1.709
2	1.065	1.065
1	0.446	0.431

(a)

Nivel	Desplazamientos	
	Eje X	Eje Y
AZOTEA	8.042	8.448
11	7.472	7.82
10	6.817	7.114
9	6.123	6.37
8	5.387	5.589
7	4.617	4.776
6	3.848	3.973
5	3.048	3.136
4	2.31	2.376
3	1.541	1.577
2	0.931	0.96
1	0.295	0.301

(b)

Nivel	Desplazamientos	
	Eje X	Eje Y
AZOTEA	11.984	11.986
15	11.085	11.089
14	10.17	10.173
13	9.251	9.252
12	8.349	8.349
11	7.471	7.469
10	6.634	6.633
9	5.828	5.827
8	5.069	5.069
7	4.333	4.332
6	3.634	3.635
5	2.944	2.942
4	2.287	2.287
3	1.634	1.63
2	1.038	1.036
1	0.464	0.453

(c)

Tabla 3.15. Resumen de desplazamientos máximos obtenidos por edificio.

(a) Desplazamientos por eje para edificio de 8 niveles; (b) Desplazamientos por eje para edificio de 12 niveles; (c) Desplazamientos por eje para edificio de 12 niveles.

Fuente: Elaboración propia.

3.7. Derivas

Para determinar el buen funcionamiento del edificio, el RNC-07 plantea en el Arto. 34 en los incisos a, b y c el cumplimiento de las derivas en servicio y colapso y estas a su vez deberían de ser revisadas en atención a los datos plasmados para derivas en colapso según la tabla 4 y en servicio según se considere el aporte de elementos que tiendan a disminuir o no el desarrollo de ductilidad de las estructuras.

A continuación, tenemos el resumen de las derivas por edificio y por eje para ambos casos, servicio y colapso:

Arto 34a Deriva en servicio

Q 3
 Ω 2
 $(Q\Omega)^{2.5}$ 2.4
DerivaMax 0.004

Nivel	H cm	Despl de piso		Despl modificados		Derivas			
		Dx	Dy	Dx'	Dy'	X	Comment	Y	Comment
Azotea	360	0.611	0.607	1.4664	1.4568	0.004073	No cumple	0.004047	No cumple
7	360	0.667	0.67	1.6008	1.608	0.004447	No cumple	0.004467	No cumple
6	360	0.719	0.724	1.7256	1.7376	0.004793	No cumple	0.004827	No cumple
5	360	0.718	0.719	1.7232	1.7256	0.004787	No cumple	0.004793	No cumple
4	360	0.729	0.737	1.7496	1.7688	0.00486	No cumple	0.004913	No cumple
3	360	0.649	0.644	1.5576	1.5456	0.004327	No cumple	0.004293	No cumple
2	360	0.619	0.634	1.4856	1.5216	0.004127	No cumple	0.004227	No cumple
1	360	0.446	0.431	1.0704	1.0344	0.002973	Cumple	0.002873	Cumple

Tabla 3.16. Derivas en servicio para edificio de 8 niveles.

Fuente: Elaboración propia.

Arto 34b Deriva en colapso

Q 3
 Ω 2
 $(Q\Omega)$ 6
DerivaMax 0.015

Nivel	H cm	Despl de piso		Despl modificados		Derivas			
		Dx	Dy	Dx'	Dy'	X	Comment	Y	Comment
Azotea	360	0.611	0.607	3.666	3.642	0.010183	Cumple	0.010117	Cumple
7	360	0.667	0.67	4.002	4.02	0.011117	Cumple	0.011167	Cumple
6	360	0.719	0.724	4.314	4.344	0.011983	Cumple	0.012067	Cumple
5	360	0.718	0.719	4.308	4.314	0.011967	Cumple	0.011983	Cumple
4	360	0.729	0.737	4.374	4.422	0.01215	Cumple	0.012283	Cumple
3	360	0.649	0.644	3.894	3.864	0.010817	Cumple	0.010733	Cumple
2	360	0.619	0.634	3.714	3.804	0.010317	Cumple	0.010567	Cumple
1	360	0.446	0.431	2.676	2.586	0.007433	Cumple	0.007183	Cumple

Tabla 3.17. Derivas en colapso para edificio de 8 niveles.

Fuente: Elaboración propia.

Arto 34a Deriva en servicio

Q	3
Ω	2
(Q Ω)/2.5	2.4
DerivaMax	0.004

Nivel	H cm	Despl de piso		Despl modificados		Derivas			
		Dx	Dy	Dx'	Dy'	X	Comment	Y	Comment
Azotea	360	0.57	0.628	1.368	1.5072	0.0038	Cumple	0.00418667	No cumple
Story 11	360	0.655	0.706	1.572	1.6944	0.0043667	No cumple	0.00470667	No cumple
Story 10	360	0.694	0.744	1.6656	1.7856	0.0046267	No cumple	0.00496	No cumple
Story 9	360	0.736	0.781	1.7664	1.8744	0.0049067	No cumple	0.00520667	No cumple
Story 8	360	0.77	0.813	1.848	1.9512	0.0051333	No cumple	0.00542	No cumple
Story 7	360	0.769	0.803	1.8456	1.9272	0.0051267	No cumple	0.00535333	No cumple
Story 6	360	0.8	0.837	1.92	2.0088	0.0053333	No cumple	0.00558	No cumple
Story 5	360	0.738	0.76	1.7712	1.824	0.00492	No cumple	0.00506667	No cumple
Story 4	360	0.769	0.799	1.8456	1.9176	0.0051267	No cumple	0.00532667	No cumple
Story 3	360	0.61	0.617	1.464	1.4808	0.0040667	No cumple	0.00411333	No cumple
Story 2	360	0.636	0.659	1.5264	1.5816	0.00424	No cumple	0.00439333	No cumple
Story 1	360	0.295	0.301	0.708	0.7224	0.0019667	Cumple	0.00200667	Cumple

Tabla 3.18. Derivas en servicio para edificio de 12 niveles.

Fuente: Elaboración propia.

Arto 34b Deriva en colapso

Q	3
Ω	2
(Q Ω)	6
DerivaMax	0.015

Nivel	H cm	Despl de piso		Despl modificados		Derivas			
		Dx	Dy	Dx'	Dy'	X	Comment	Y	Comment
Azotea	360	0.57	0.628	3.42	3.768	0.0095	Cumple	0.01046667	Cumple
Story 11	360	0.655	0.706	3.93	4.236	0.0109167	Cumple	0.01176667	Cumple
Story 10	360	0.694	0.744	4.164	4.464	0.0115667	Cumple	0.0124	Cumple
Story 9	360	0.736	0.781	4.416	4.686	0.0122667	Cumple	0.01301667	Cumple
Story 8	360	0.77	0.813	4.62	4.878	0.0128333	Cumple	0.01355	Cumple
Story 7	360	0.769	0.803	4.614	4.818	0.0128167	Cumple	0.01338333	Cumple
Story 6	360	0.8	0.837	4.8	5.022	0.0133333	Cumple	0.01395	Cumple
Story 5	360	0.738	0.76	4.428	4.56	0.0123	Cumple	0.01266667	Cumple
Story 4	360	0.769	0.799	4.614	4.794	0.0128167	Cumple	0.01331667	Cumple
Story 3	360	0.61	0.617	3.66	3.702	0.0101667	Cumple	0.01028333	Cumple
Story 2	360	0.636	0.659	3.816	3.954	0.0106	Cumple	0.01098333	Cumple
Story 1	360	0.295	0.301	1.77	1.806	0.0049167	Cumple	0.00501667	Cumple

Tabla 3.19. Derivas en colapso para edificio de 12 niveles.

Fuente: Elaboración propia.

Arto 34a Deriva en servicio

Q	3
Ω	2
$(Q\Omega)/2.5$	2.4
DerivaMax	0.004

Nivel	H cm	Despl de piso		Despl modificados		Derivas			
		Dx	Dy	Dx'	Dy'	X	Comment	Y	Comment
Azotea	360	0.899	0.897	2.1576	2.1528	0.005993	No cumple	0.00598	No cumple
Story15	360	0.915	0.916	2.196	2.1984	0.0061	No cumple	0.006107	No cumple
Story14	360	0.919	0.921	2.2056	2.2104	0.006127	No cumple	0.00614	No cumple
Story13	360	0.902	0.903	2.1648	2.1672	0.006013	No cumple	0.00602	No cumple
Story12	360	0.878	0.88	2.1072	2.112	0.005853	No cumple	0.005867	No cumple
Story11	360	0.837	0.836	2.0088	2.0064	0.00558	No cumple	0.005573	No cumple
Story10	360	0.806	0.806	1.9344	1.9344	0.005373	No cumple	0.005373	No cumple
Story9	360	0.759	0.758	1.8216	1.8192	0.00506	No cumple	0.005053	No cumple
Story8	360	0.736	0.737	1.7664	1.7688	0.004907	No cumple	0.004913	No cumple
Story7	360	0.699	0.697	1.6776	1.6728	0.00466	No cumple	0.004647	No cumple
Story6	360	0.69	0.693	1.656	1.6632	0.0046	No cumple	0.00462	No cumple
Story5	360	0.657	0.655	1.5768	1.572	0.00438	No cumple	0.004367	No cumple
Story4	360	0.653	0.657	1.5672	1.5768	0.004353	No cumple	0.00438	No cumple
Story3	360	0.596	0.594	1.4304	1.4256	0.003973	Cumple	0.00396	Cumple
Story2	360	0.574	0.583	1.3776	1.3992	0.003827	Cumple	0.003887	Cumple
Story1	360	0.464	0.453	1.1136	1.0872	0.003093	Cumple	0.00302	Cumple

Tabla 3.20. Derivas en servicio para edificio de 16 niveles.

Fuente: Elaboración propia.

Arto 34b Deriva en colapso

Q	3
Ω	2
$(Q\Omega)$	6
DerivaMax	0.015

Nivel	H cm	Despl de piso		Despl modificados		Derivas			
		Dx	Dy	Dx'	Dy'	X	Comment	Y	Comment
Azotea	360	0.899	0.897	5.394	5.382	0.014963	Cumple	0.01495	Cumple
Story15	360	0.915	0.916	5.49	5.496	0.01525	No cumple	0.015267	No cumple
Story14	360	0.919	0.921	5.514	5.526	0.015317	No cumple	0.01535	No cumple
Story13	360	0.902	0.903	5.412	5.418	0.015033	No cumple	0.01505	No cumple
Story12	360	0.878	0.88	5.268	5.28	0.014633	Cumple	0.014667	Cumple
Story11	360	0.837	0.836	5.022	5.016	0.01395	Cumple	0.013933	Cumple
Story10	360	0.806	0.806	4.836	4.836	0.013433	Cumple	0.013433	Cumple
Story9	360	0.759	0.758	4.554	4.548	0.01265	Cumple	0.012633	Cumple
Story8	360	0.736	0.737	4.416	4.422	0.012267	Cumple	0.012283	Cumple
Story7	360	0.699	0.697	4.194	4.182	0.01165	Cumple	0.011617	Cumple
Story6	360	0.69	0.693	4.14	4.158	0.0115	Cumple	0.01155	Cumple
Story5	360	0.657	0.655	3.942	3.93	0.01095	Cumple	0.010917	Cumple
Story4	360	0.653	0.657	3.918	3.942	0.010883	Cumple	0.01095	Cumple
Story3	360	0.596	0.594	3.576	3.564	0.009933	Cumple	0.0099	Cumple
Story2	360	0.574	0.583	3.444	3.498	0.009567	Cumple	0.009717	Cumple
Story1	360	0.464	0.453	2.784	2.718	0.007733	Cumple	0.00755	Cumple

Tabla 3.21. Derivas en colapso para edificio de 16 niveles.

Fuente: Elaboración propia.

Como podemos observar, las derivas en colapso de la estructura están controladas, y es evidente la mejora en este aspecto a mayor altura del edificio, debido que los edificios se alejan de la meseta de mayor incidencia sísmica en edificaciones (0.1 segundos a 0.6 segundos).

3.8. Características dinámicas de los edificios en estudio

Para completar el análisis dinámico modal espectral, se presenta la demás información necesaria para su correcta validación.

3.8.1. Coeficiente de participación de masas

El Arto. 33 del RNC-07 plantea que se deben de tomar tantos modos como permita tener al menos el 90% de la masa total participativa. Cabe destacar que se tomó en cuenta lo planteado por Bazan & Meli (1990) donde plantean que para un análisis modal tridimensional, se deben de tomar en cuenta 3 grados probables de libertad por nodo considerado (en este particular, los nodos son los niveles del edificio, ya que se considera un modelo de edificio de corte, Figura 3.5) para esto presentamos el resumen de los 3 edificios en estudio.



Figura 3.5. Modelo de edificio de corte, planteado por Bazan & Meli.

Fuente: Diseño sísmico de edificios, Bazan & Meli.

Para los edificios de 8, 12 y 16 niveles se consideraron 24, 36 y 48 modos e vibración, obteniendo los siguientes resultados:

Edificio	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
		sec				
8 Niveles	1	0.989	0.3632	0.3747	0.3632	0.3747
	2	0.878	0.392	0.3784	0.7552	0.7531
	3	0.69	0	0	0.7552	0.7531
	4	0.289	0.0799	0.1118	0.8351	0.8649
	5	0.268	0.0982	0.0677	0.9333	0.9326
12 Niveles	1	2.336	0.3388	0.3503	0.3388	0.3503
	2	1.913	0.3652	0.3523	0.7039	0.7025
	3	1.477	0	0	0.7039	0.7025
	4	0.573	0.098	0.1156	0.8019	0.8181
	5	0.525	0.1065	0.0894	0.9084	0.9075
16 Niveles	1	3.457	0.3322	0.3424	0.3322	0.3424
	2	2.789	0.3557	0.344	0.6879	0.6865
	3	2.169	0	0	0.6879	0.6865
	4	0.805	0.1009	0.115	0.7888	0.8014
	5	0.73	0.1081	0.0944	0.8969	0.8958
	6	0.549	0	0	0.8969	0.8958
	7	0.381	0.0211	0.0338	0.918	0.9296

Tabla 3.22. Resumen de cumplimiento de 90% de masa participativa.

Fuente: Elaboración propia.

Para los edificios en estudios, se cumple esta condición en los modos 5, 5 y 7 respectivamente, para los modelos de 8, 12 y 16 pisos.

3.8.2. Comportamiento modal

Bazan & Meli (1990) plantean que, para que un edificio tenga un comportamiento adecuado sísmicamente (y esto evidencia de una adecuada configuración sísmica) se deben de cumplir que los modos (en este orden) sean traslacional (x/y) y torsional. Debido a esto, presentamos a continuación los primeros 3 modos de vibración para cada edificio en estudio:

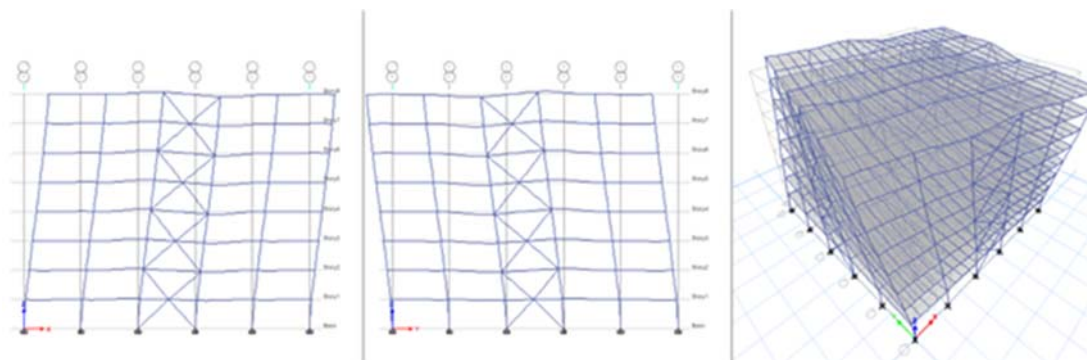


Figura 3.6. Modos de vibración para edificio de 8 niveles.
Fuente: Corrida ETABS

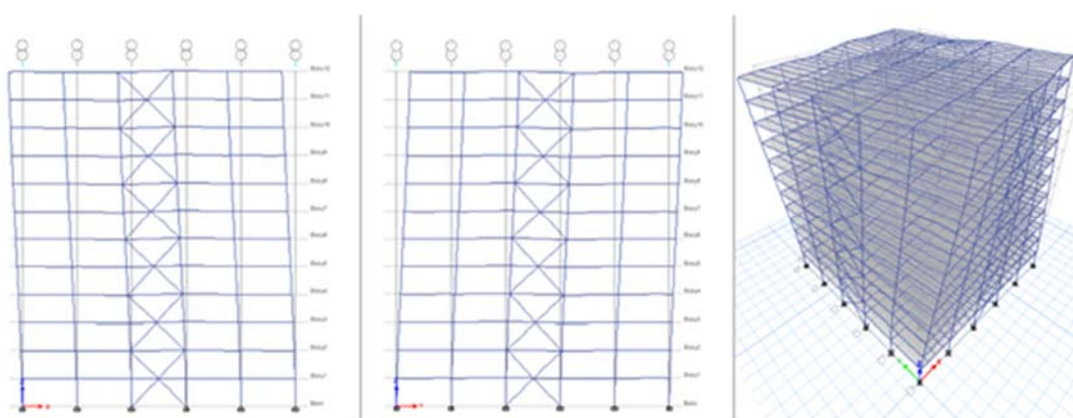


Figura 3.7. Modos de vibración para edificio de 12 niveles.
Fuente: Corrida ETABS

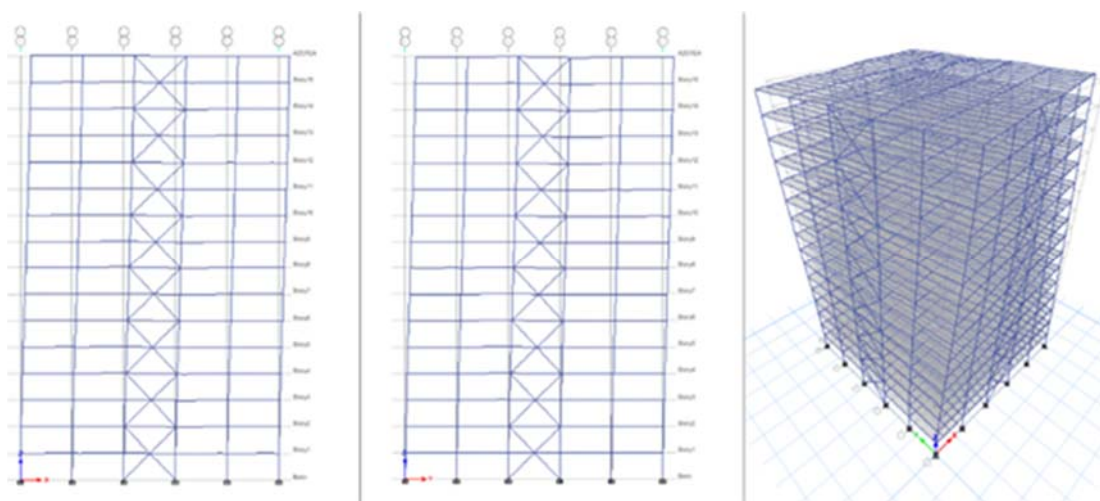


Figura 3.8. Modos de vibración para edificio de 16 niveles.
Fuente: Corrida ETABS

Como se observa en las Figuras 3.6 – 3.8, los edificios tienen un comportamiento adecuado según lo planteado por Bazan & Meli.

3.8.3. Periodo estructural

Como se logra observar en la Tabla, para los edificios propuestos se tienen periodos fundamentales de vibración traslacionales de 0.98 s, 1.66 s y 2.43 s para 8, 12 y 16 niveles, respectivamente.

Se puede mencionar que, aplicando la sección 12.8.2 de la ASCE 7-16 se puede determinar un periodo estructural máximo, el cual está en función a la altura del edificio, el sistema estructural y la aceleración espectral de diseño.

Niveles	Tmax Seg	T seg
8	0.849	1.079
12	1.151	2.336
16	1.428	3.457

Tabla 3.23. Periodos máximos según ASCE 7-16 vs Periodos estructurales

Fuente: Elaboración propia.

Los periodos obtenidos del modelo comparados con los modelos que propone la ASCE 7-16 no se cumplen, pero no se considera realizar una intervención a la configuración sísmica del edificio debido a 2 razones, la primera es que según el RNC-07 no se considera limitación al periodo estructural (este reglamento se basa la resistencia y no en el desempeño) y como segunda consideración, es que aunque los periodos estructurales no cumplen, estos no afectan los desplazamientos de la estructura, ya que a como se logró determinar en las tablas 3.16 – 3.21 las derivas en colapso están controladas.

3.9. Comentarios sobre este capítulo

Al comparar los datos obtenidos, se pueden particularizar cada uno de ellos para unificar criterios de desempeño lineal, en este caso, tomando en cuenta el cortante basal y como punto de referencia el edificio de 8 niveles, se tiene que hay una mejoría en cantidad de energía de entrada, esto debido que a pesar del

aumento sustancial de pisos (4 por modelo) y todos los incrementos que genera esto un 11% de reducción del cortante basal dinámico comparando el edificio de 12 niveles con el de 8, también hay una reducción de 16% del cortante basal en el edificio de 16 niveles en comparación al de 8 niveles, por lo que la hipótesis planteada en el desarrollo de este tema, que entre más nos alejemos de la meseta espectral del espectro de diseño recomendado por el RNC-07, se tendrá una mejora en el desempeño de las edificaciones antes un evento sísmico, en este aspecto se ve comprobada. Por lo que consideramos que edificios de mayor altura ($T > 0.6$ s) se verían menos afectados por sismos que los de baja altura.

Los desplazamientos, particularizados a derivas para tener un punto en común de análisis, no escapa a esta condición, tenemos como punto comparativo el edificio de 8 niveles y la deriva en el tope de la estructura (azotea), para esto se tiene que hay un incremento del 15% del edificio de 12 niveles en comparación con el de 8 niveles, 10% en el edificio de 16 niveles comparándolo con el de 8 niveles, a pesar de tener incrementos de 14.4m y 28.8m en altura en los edificios de 12 y 16 pisos respectivamente comparado con el de 8 pisos.

Respecto al coeficiente de estabilidad, el valor máximo alcanzado es de $0.05 < 0.08$, planteado por el RNC-07 Arto 32 inciso e y $0.05 < 0.1$ solicitado por la ASCE 7-16 según 12.8.7, por lo cual, según expuesto anteriormente, ignorar los efectos $P-\Delta$ no induciría resultados muy distintos de un análisis que si los considerara a priori.

CAPITULO 4: ANALISIS NO LINEAL

Se realizan a través de SAP2000 los modelos no lineales de los edificios definidos anteriormente para el análisis no lineal PUSHOVER, así como modelos de ETABS para el análisis Tiempo Historia, con las consideraciones estipuladas en 2.7.4 respecto a la definición de rótulas plásticas en los extremos de vigas y columnas, las que pueden implementarse directamente en el programa.

Respecto a las columnas se considerarán, de forma arbitraria, distancias de un 10% de la altura de entrepiso (referidas al nudo más cercano), para las risotras, se considera Al igual que en los modelos realizados en ETABS, se modelan las estructuras por medio de elementos tridimensionales.

Se considera un patrón inicial de cargas gravitacionales, ya definidas en la Tabla 3.1 y combinadas según la sección 2.8 que incorpora además los efectos $P-\Delta$ para caracterizar la No Linealidad Geométrica. Este estado de cargas gravitacionales es previo a la aplicación de las cargas laterales incrementales, para el análisis PUSHOVER, y a los registros de aceleración correspondientes al análisis no lineal dinámico.

4.1. Análisis estático no lineal (PUSHOVER)

Como se indicó en la introducción de este capítulo, se someten las estructuras a cargas monotónicamente crecientes en los centros de masa de cada piso y que son proporcionales a la forma modal predominante (primer modo). Se detalla en la sección siguiente, la forma de encontrar el patrón de carga aplicado a los modelos en estudio, tomado del FEMA 356 y tomando como base una carga inicial de 1 Tonf (carga tomada de forma arbitraria).

Se puede observar en dichas figuras un apreciable cambio de pendiente en el último piso, donde incluso la carga es menor en comparación con el piso anterior,

lo cual es atribuible a su menor masa y a que su amplitud modal no es lo suficientemente mayor en comparación con la del penúltimo piso.

4.1.1. Patrón de carga lateral

Según plantea el FEMA 356 en 3.3.1.3.2 se debe de obtener un patrón de carga lateral en función al factor de distribución de cargas sísmicas. Para esto, debemos tomar en cuenta lo siguiente:

$$F_x = C_{vx}V \text{ (Ecuación 4-1)}$$

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{W_i h_i^k} \text{ (Ecuación 4-2)}$$

Donde:

- F_x : Fuerza sísmica
- C_{vx} : Factor de distribución de carga lateral
- V : Pseudo carga lateral
- k : Exponente usado para determinar la distribución vertical de fuerza lateral equivalente.
- W_i : Peso del nivel considerado
- h_i : Altura a nivel de suelo del nivel en estudio.

Para determinar el valor de k se necesita el periodo fundamental de la estructura T (primer modo) y se considera que $k = 2$ si $T \geq 2.5$ segundos, y $k = 1$ si $T \leq 0.5$ segundos, para datos intermedios a estos valores la norma recomienda una interpolación lineal.

Para determinar la Pseudo carga lateral, se calcula según la sección 3.3.1.3.1 del FEMA 356 con la ecuación siguiente:

$$V = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W \text{ (Ecuación 4-3)}$$

Donde:

- C_1 : Factor de modificación que estima la máxima deformación inelástica calculada a través de un análisis elástico. Para esto se tiene que $C_1 = 1.5$ si $T < 0.1$ segundos y $C_1 = 1$ si $T \geq T_s$, se recomienda una interpolación lineal para los datos intermedios.
- C_2 : Factor de modificación que representa el efecto del estrangulamiento de la gráfica de histéresis. Se considera $C_2 = 1.0$.
- C_3 : Factor de modificación que representa el incremento debido al efecto dinámico P- Δ . Este factor $C_3 = 1$ si se tienen factores de estabilidad θ (sección 3-2 de FEMA 356, 12.8.8 del ASCE 7-16).
- C_m : Factor que masas efectivas el cual cuenta los modos de participación más altos. $C_m = 1$ si $T > 1$.
- S_a : Aceleración espectral, y esta se calcula según el periodo fundamental de la estructura y el coeficiente de amortiguamiento.
- S_{x1} : Aceleración espectral a periodo largo, ($T = 1$ segundos).
- S_{xs} : Aceleración espectral a periodo corto ($T = 0.5$ segundos).

Complementario a esta información, el FEMA 356, solicita el cálculo de los valores T_o , T_s , B_1 y B_s , los cuales se describen a continuación:

- B_1/B_s : Coeficientes de amortiguamiento como una función del amortiguamiento efectivo de la estructura, β , los datos se obtienen de la tabla 1-6 del FEMA 356. Para el caso de estudio, consideramos $\beta = 5\%$.

Tomando todo lo anterior en consideración, presentamos el patrón de carga a usar para el análisis PUSHOVER. Cabe destacar que, al no haber un nodo en el

centro de masa del edificio, se considera generar una fuerza equivalente por cada nodo de la estructura:

Nivel	Porcion	Carga Kgf
8	5.073	5073.188
7	7.000	7000.000
6	6.000	6000.000
5	5.000	5000.000
4	4.000	4000.000
3	3.000	3000.000
2	2.000	2000.000
1	1.000	1000.000

(a)

Nivel	Porcion	Carga kgf
12	7.595	7594.957
11	11.000	11000.000
10	10.000	10000.000
9	9.000	9000.000
8	8.000	8000.000
7	7.000	7000.000
6	6.000	6000.000
5	5.000	5000.000
4	4.000	4000.000
3	3.000	3000.000
2	2.000	2000.000
1	1.000	1000.000

(b)

Nivel	Porcion	Carga kgf
16	10.147	10,146.742
15	15	15000
14	14	14000
13	13	13000
12	12	12000
11	11	11000
10	10	10000
9	9	9000
8	8	8000
7	7	7000
6	6	6000
5	5	5000
4	4	4000
3	3	3000
2	2	2000
1	1	1000

(c)

Tabla 4.1. Carga PUSHOVER nodal por nivel para los edificios en estudio.

(a) Modelo de 8 niveles (b) modelo de 12 niveles (c) modelo de 16 niveles.

Fuente: Elaboración propia.

Como resultado de aplicar estas cargas incrementales la estructura empieza a incursionar en el rango no lineal, que, dada la modelación considerada, se traduce en la formación de rótulas plásticas que concentran el daño en los extremos de los elementos. Estas ocurren gradualmente a medida que aumenta la carga, empezando en las vigas de la medianía de los marcos propagándose a otras vigas y simultáneamente a la base de la columna central del primer piso. La máxima capacidad del marco en términos de corte basal se alcanza un poco después de que el nivel de rotación plástica registrada en dicha columna es superior a la definida para el punto C, según la Figura 2.2. Al llegar a este *peak*, las vigas, en general, no alcanzan un nivel de rotación más allá del correspondiente al estado comprendido entre «ocupación inmediata» (IO) y «seguridad de vida» (LS), incluso para los modelos de 12 y 16 pisos algunas vigas superiores aún no empiezan a fluir (están por debajo del punto B de la

citada Figura 2.2), mientras que todas las columnas han llegado a su máxima capacidad de momento y se encuentran ya en el tramo descendente.

Para obtener estos puntos, a continuación, se presentan las rotulas generadas por modelo para la obtención de la respuesta no lineal:

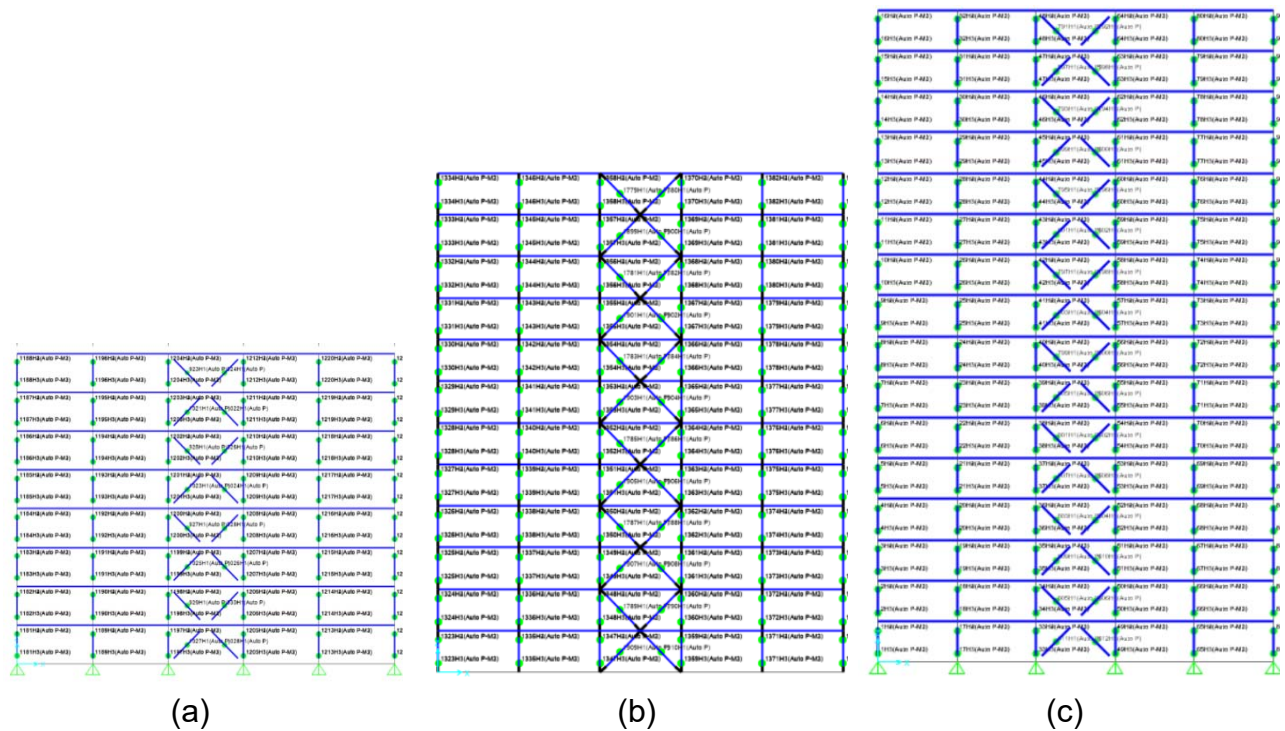


Figura 4.1. Rotulas plásticas consideradas por modelo estructural.

(a) Modelo de 8 Niveles (b) Modelo de 12 niveles (c) Modelo de 16 niveles.

Fuente: SAP2000.

Para estos modelos se procedieron a crear rotulas automáticas donde, para el caso de las riostras se crearon rotulas al centro del claro y en los extremos de la cara de las columnas. (10% y 90% de la longitud de columna).

4.1.2. Cálculo del factor de sobrerresistencia.

Usando los datos obtenidos en el análisis PUSHOVER, sobre el primer punto de fluencia y el estado máximo de la estructura, se estima como la plantea la sección 2.6 mediante la ecuación:

$$\Omega_0 = \frac{V_{max}}{V_e} \text{ (Ecuación 4-4)}$$

Por lo que tendríamos:

	8 Niveles	12 Niveles	16 Niveles
Ve	773.93	686.76	644.66
Vmax	1917	2130	2449.5
Ω	2.48	3.10	3.80

Tabla 4.2. Factor por sobrerresistencia.

Fuente. Elaboración propia.

Como se puede observar, hay una variación de los factores por sobrerresistencia por cada modelo elaborado, donde se puede notar el incremento del mismo en función al edificio más alto, teniendo este un mejor desempeño en función a la primera fluencia significativa, el cual en este caso se usó el cortante basal elástico obtenido del modelo lineal dinámico, esto para dejar evidencia del desempeño de las edificaciones cuando incursionan en el rango no lineal generando aumentos en la resistencia dados en función de este factor calculado.

4.2. Análisis tiempo-historia

4.2.1. Registros a utilizar

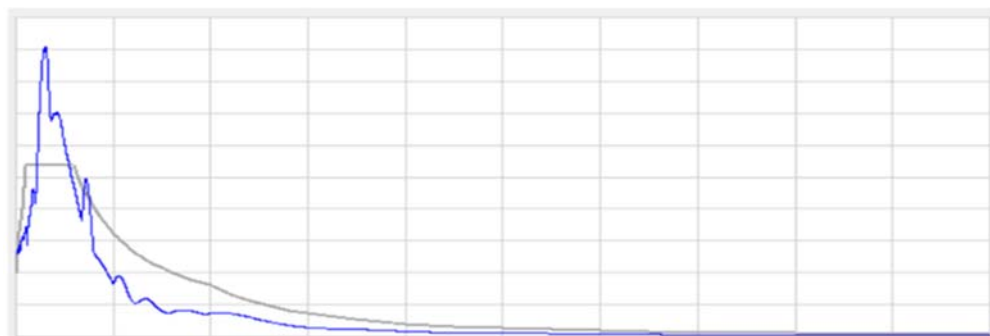
Para efectos del análisis dinámico del tipo Tiempo-Historia se consideran los registros de aceleración de Managua (1972), El centro (1940) y un sismo sintético escalado a partir del espectro del reglamento Nacional de la construcción, haciendo uso del software ACELSIN®.

Se seleccionan estos registros por la similitud de los suelos de las zonas en estudio y el fallamiento del cual fueron originados. En este estudio es solamente una zona sísmica y un tipo de suelo en particular, por lo que el sismo escalado se considerará igualmente representativa, básicamente por la dificultad de encontrar otros que se ajusten fielmente a todas estas configuraciones.

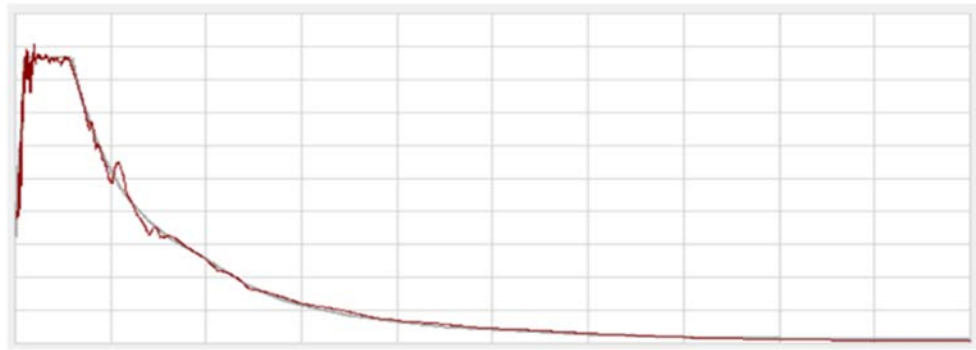
Cabe destacar que, aunque este estudio se rige por las normativas FEMA y ASCE, los cuales determinan el uso de 7 y 18 registros respectivamente, esta tesis se orienta a determinar de forma preliminar el desempeño sísmico de las estructuras en estudio, esto debido a la dificultad que presenta el obtener registros correspondientes a eventos locales.

Para este análisis usamos el software ETABS v17, donde se realiza la carga de los terremotos a utilizar bajo el método 2 planteado por la ASCE 7-16 sección 16.2, y luego se hace coincidir el contenido del terremoto dentro de la función espectral definida por el RNC-07, esto se considera de forma tal que el terremoto quede en un intervalo de $0.8T_{\min}$ y $1.2T_{\max}$, donde estos periodos deben de coincidir en los periodos que estén dentro de los modos característicos que hagan cumplir el 90% de la masa modal participativa de las estructura, esto para hacer coincidir las frecuencias de los terremotos en los periodos característicos de las estructuras y poder obtener la respuesta más desfavorable para la misma, en la figura se muestra lo planteado anteriormente.

Según lo que plantea la ASCE 7-16 en la sección 16.2.3.2, el escalamiento de las amplitudes se deberá de realizar para componente del sismo en dirección horizontal similar para ambos, está en función al promedio direccional de espectro en uso según el rango de periodos.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.3. Proceso de escalamiento de sismos.

Fuente: ETABS.

Donde la curva de color:

- Gris: Espectro objetivo (RNC07).
- Azul (a): Contenido frecuencial del sismo.
- Azul (b): Acelerograma del sismo usado.
- Rojo (b): Acelerograma obtenido del espectro objetivo.

En la Figura (a) se muestra el campo de frecuencias del sismo usado y del espectro objetivo, en la Figura (b) se muestra el campo de aceleración de los elementos que se están estudiando y en la Figura (c) el programa ETABS v17 se encarga de realizar el escalonamiento para que 'haya una coincidencia entre ambos elementos, esto en el dominio del tiempo, cabe destacar que el programa también permite el escalonamiento en función de la frecuencia.

A continuación, en la Figura 4.4 se presentan las medias de los espectros de respuesta para los sismos seleccionados:

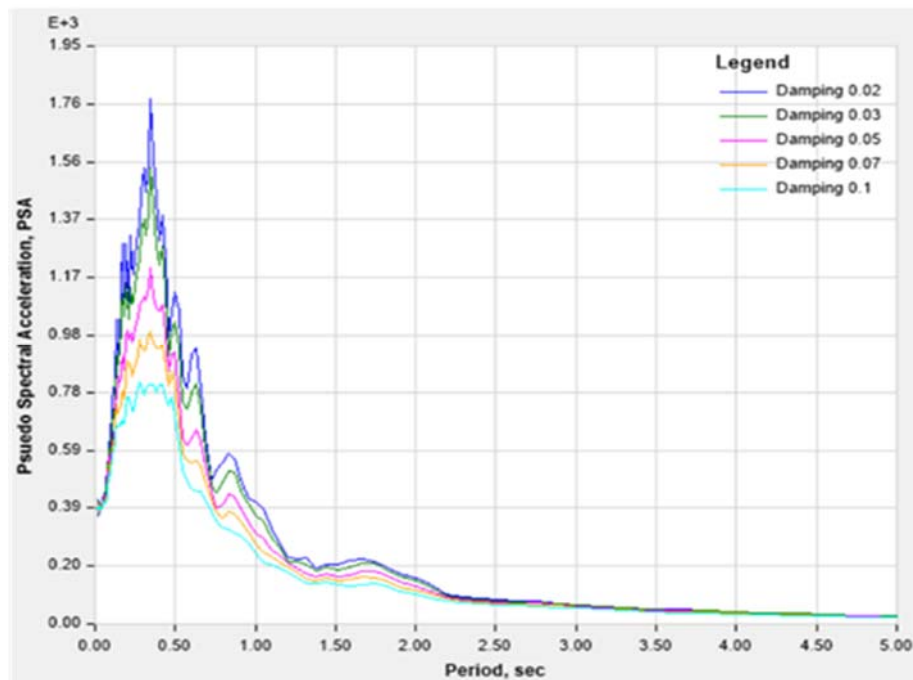


Figura 4.4. Media de los espectros de respuesta de los sismos seleccionados.

Fuente: ETABS.

4.2.2. Método del dominio del tiempo

El método del dominio del tiempo generalmente se considera un mejor enfoque para la correspondencia espectral ya que este método ajusta los historiales de aceleración en el dominio del tiempo mediante la adición de wavelets. Una wavelet es una función matemática que define una forma de onda de duración efectivamente limitada que tiene un promedio de cero.

La amplitud wavelet generalmente comienza en cero, aumenta, luego disminuye de nuevo a cero. Si bien el procedimiento de correspondencia espectral en el dominio del tiempo es generalmente más complicado que el enfoque en el dominio de la frecuencia, tiene buenas propiedades de convergencia y, en la mayoría de los casos, conserva el carácter no estacionario de la serie de tiempo de referencia.

El método del dominio del tiempo se introdujo por primera vez en Lilhanand y Tseng (1987, 1988). Lilhanand propuso un algoritmo que utiliza funciones de

onda de impulso de reserva para modificar los historiales de tiempo iniciales de modo que su espectro de respuestas sea compatible con un espectro objetivo.

Una suposición fundamental de esta metodología es que el tiempo de la respuesta máxima no cambia como resultado del ajuste de la wavelet. Esta suposición no siempre es válida. El tiempo de respuesta máxima se puede cambiar agregando los ajustes de wavelet al historial del tiempo de aceleración (Fuente: ETABS Help).

4.2.3. Carga gravitacional

Según lo estipulado en ASCE 7-16 en la sección 16.3.2. la carga gravitacional para el caso no lineal sería:

$$1.0D+0.5L \text{ (Ecuación 4-5)}$$

4.2.4. Efecto P-Δ

Según ASCE 7-16, sección 16.3.4 se deberá de incluir los efectos P-Δ en el análisis.

4.2.5. Efecto de torsión

La ASCE 7-16 sección 16.3.4 plantea que se deberá de considerar la excentricidad por la no convergencia del centro de masa y de rigidez, esto con el objetivo de tomar en cuenta el efecto de las irregularidades de los edificios.

Según la sección 12.3.2.1 define este efecto accidental de la excentricidad como “asumir un desplazamiento del centro de masa en cada dirección de análisis a 5% de la dimensión paralela del diafragma de la estructura”.

4.2.6. Resultados de la corrida Time-History

Previamente a la presentación de los resultados, se revisó que los modelos cumplieran con los límites de convergencia planteados por el método, así como

lo criterios globales de aceptación planteados en la sección 16.4.1 de la ASCE 7-16.

4.2.7. Desplazamientos

En las Tablas 4.3- 4.5 se muestran los desplazamientos obtenidos de la corrida aplicada a cada registro sísmico, esto para luego plantear la media de estos desplazamientos.

4.2.8. Resultados de análisis tiempo historia no lineal

La Tabla detalla a continuación los desplazamientos de piso que resultan de los *análisis tiempo-historia* no lineales en los modelos 8, 12 y 16 niveles, respectivamente.

Se añade además las medianas de estos parámetros para todos los registros considerados.

Nivel	Desplazamiento eje X				Desplazamiento eje Y			
	El centro	Managua	Sintetico	Medio	El centro	Managua	Sintetico	Medio
8	6.844	6.514	6.136	6.514	6.761	6.320	6.761	6.761
7	5.888	5.592	5.888	5.888	5.995	5.951	5.995	5.995
6	4.752	4.898	5.117	4.898	4.963	5.226	5.264	5.226
5	4.224	4.194	4.133	4.194	4.261	4.261	4.385	4.261
4	3.341	3.059	3.247	3.247	3.309	3.333	3.357	3.333
3	2.289	2.273	2.306	2.289	2.348	2.314	2.381	2.348
2	1.509	1.478	1.457	1.478	1.488	1.467	1.520	1.488
1	0.639	0.618	0.609	0.618	0.591	0.586	0.578	0.586

Tabla 4.3. Desplazamientos No lineales, modelo de 8 niveles.

Fuente: Elaboración propia.

Nivel	Desplazamiento eje X				Desplazamiento eje Y			
	El centro	Managua	Sintetico	Medio	El centro	Managua	Sintetico	Medio
Azotea	10.455	10.696	11.018	10.696	11.151	11.320	11.489	11.320
Story11	9.714	9.938	10.237	9.938	10.322	10.479	10.635	10.479
Story10	8.862	9.067	9.339	9.067	9.390	9.533	9.675	9.533
Story9	7.960	8.144	8.389	8.144	8.408	8.536	8.663	8.536
Story8	7.003	7.165	7.380	7.165	7.377	7.489	7.601	7.489
Story7	6.002	6.141	6.325	6.141	6.304	6.400	6.495	6.400
Story6	5.002	5.118	5.272	5.118	5.244	5.324	5.403	5.324
Story5	3.962	4.054	4.176	4.054	4.140	4.202	4.265	4.202
Story4	3.003	3.072	3.165	3.072	3.136	3.184	3.231	3.184
Story3	2.003	2.050	2.111	2.050	2.082	2.113	2.145	2.113
Story2	1.210	1.238	1.275	1.238	1.267	1.286	1.306	1.286
Story1	0.384	0.392	0.404	0.392	0.397	0.403	0.409	0.403

Tabla 4.4. Desplazamientos No lineales, modelo de 12 niveles.

Fuente: Elaboración propia

Nivel	Desplazamiento eje X				Desplazamiento eje Y			
	El centro	Managua	Sintetico	Medio	El centro	Managua	Sintetico	Medio
Azotea	11.945	12.596	13.357	12.596	12.248	12.576	12.904	12.576
Story15	11.333	11.951	12.673	11.951	11.585	11.896	12.206	11.896
Story14	10.646	11.226	11.904	11.226	10.853	11.144	11.434	11.144
Story13	9.931	10.472	11.104	10.472	10.098	10.368	10.639	10.368
Story12	9.163	9.663	10.246	9.663	9.295	9.544	9.793	9.544
Story11	8.383	8.840	9.374	8.840	8.485	8.712	8.940	8.712
Story10	7.566	7.978	8.460	7.978	7.643	7.848	8.052	7.848
Story9	6.742	7.110	7.539	7.110	6.801	6.983	7.165	6.983
Story8	5.898	6.220	6.595	6.220	5.942	6.101	6.260	6.101
Story7	5.048	5.323	5.644	5.323	5.079	5.215	5.351	5.215
Story6	4.200	4.429	4.696	4.429	4.224	4.337	4.450	4.337
Story5	3.343	3.525	3.738	3.525	3.359	3.449	3.539	3.449
Story4	2.532	2.670	2.831	2.670	2.548	2.616	2.685	2.616
Story3	1.718	1.812	1.921	1.812	1.727	1.773	1.820	1.773
Story2	1.035	1.092	1.157	1.092	1.049	1.078	1.106	1.078
Story1	0.363	0.383	0.406	0.383	0.371	0.381	0.391	0.381

Tabla 4.5. Desplazamientos No lineales, modelo de 16 niveles

Fuente: Elaboración propia

4.2.9. Cortantes basales

A continuación, en la Tabla 4.6 se detallan los cortantes basales obtenidos en el análisis tiempo historia no lineal, por registro escalado.

Registro	Edificio		
	8 Niveles	12 Niveles	16 Niveles
El centro U1	403.240	288.484	207.510
El centro U2	404.767	295.308	201.778
Managua U1	410.994	281.616	216.237
Managua U2	417.923	302.175	211.191
Sintetico U1	465.276	329.696	219.224
Sintetico U2	448.881	328.272	247.872
<i>Vb medio</i>	414.459	298.742	213.714
<i>Vb max</i>	465.276	329.696	247.872
<i>Vb min</i>	403.240	281.616	201.778

Tabla 4.6. Cortantes basales por modelo.

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede concluir, la media de los cortantes basales obtenidos es menor a los cortantes basales obtenidos por el análisis dinámico modal espectral en base al RNC-07. Así como se genera un incremento de los desplazamientos en estado No Lineal.

Cuando se genera la incursión inelástica de la estructura, se tiene una menor demanda de fuerza (cortante basal) y una mayor demanda de desplazamientos, propia del incremento de ductilidad de la estructura, dato el cual se pretende en las secciones siguientes corroborar en base al análisis y cuantificación de los datos.

4.2.10. Análisis Tiempo Historia lineal

Para determinar el factor $R\mu$ (y también para la estimación del factor de amplificación de desplazamiento, C_d) es necesario realizar un análisis dinámico lineal con los registros escalados de forma complementaria al no lineal realizado. La Tabla 4.7 muestra los valores de corte basal elástico máximo en función de cada modelo y registro, además de la mediana y los valores mínimos y máximos. A su vez, los desplazamientos máximos de techo resultantes de estos análisis tiempo-historia lineales se señalan en las Tablas 4.8 – 4.10.

Registro	Edificio		
	8 Niveles	12 Niveles	16 Niveles
El centro U1	524.212	380.799	274.121
El centro U2	534.292	395.712	270.787
Managua U1	587.722	389.531	295.597
Managua U2	593.451	420.628	290.683
Sintetico U1	707.220	476.411	311.956
Sintetico U2	677.810	478.293	357.679
<i>Vb medio</i>	590.586	408.170	293.140
<i>Vb max</i>	707.220	478.293	357.679
<i>Vb min</i>	524.212	380.799	270.787

Tabla 4.7. Cortante basal obtenido del análisis lineal Tiempo Historia.

Fuente: Elaboración propia.

Nivel	Desplazamiento eje X				Desplazamiento eje Y			
	El centro	Managua	Sintetico	Medio	El centro	Managua	Sintetico	Medio
8	5.617	5.711	6.183	5.711	5.928	6.100	6.075	6.075
7	5.083	5.210	5.596	5.210	5.382	5.400	5.776	5.400
6	4.423	4.349	4.865	4.423	4.512	4.629	4.681	4.629
5	3.711	3.530	4.049	3.711	3.747	3.811	4.181	3.811
4	2.941	2.894	3.108	2.941	2.952	2.981	3.247	2.981
3	2.041	2.011	2.231	2.041	2.065	2.085	2.289	2.085
2	1.291	1.281	1.410	1.291	1.291	1.272	1.431	1.291
1	0.520	0.516	0.577	0.520	0.513	0.514	0.564	0.514

Tabla 4.8. Desplazamientos máximos obtenidos en análisis Tiempo Historia, para un modelo de 8 niveles.

Fuente: Elaboración propia.

Nivel	Desplazamiento eje X				Desplazamiento eje Y			
	El centro	Managua	Sintetico	Medio	El centro	Managua	Sintetico	Medio
Azotea	8.846	8.927	9.892	8.927	9.800	9.884	10.242	9.884
Story11	8.518	8.294	9.191	8.518	9.071	9.149	9.480	9.149
Story10	7.771	7.567	8.385	7.771	8.252	8.323	8.624	8.323
Story9	6.980	6.797	7.531	6.980	7.389	7.453	7.722	7.453
Story8	6.141	5.980	6.626	6.141	6.483	6.539	6.776	6.539
Story7	5.263	5.125	5.679	5.263	5.540	5.588	5.790	5.588
Story6	4.387	4.271	4.733	4.387	4.609	4.648	4.816	4.648
Story5	3.475	3.383	3.749	3.475	3.638	3.669	3.802	3.669
Story4	2.633	2.564	2.841	2.633	2.756	2.780	2.880	2.780
Story3	1.757	1.711	1.895	1.757	1.829	1.845	1.912	1.845
Story2	1.061	1.033	1.145	1.061	1.114	1.123	1.164	1.123
Story1	0.336	0.327	0.363	0.336	0.349	0.352	0.365	0.352

Tabla 4.9. Desplazamientos máximos obtenidos en análisis Tiempo Historia, para un modelo de 8 niveles.

Fuente: Elaboración propia.

Nivel	Desplazamiento eje X				Desplazamiento eje Y			
	El centro	Managua	Sintetico	Medio	El centro	Managua	Sintetico	Medio
Azotea	11.825	11.925	12.195	11.925	12.620	12.161	12.708	12.620
Story15	11.220	11.315	11.570	11.315	11.937	11.503	12.020	11.937
Story14	10.539	10.628	10.868	10.628	11.182	10.775	11.260	11.182
Story13	9.831	9.915	10.138	9.915	10.404	10.026	10.477	10.404
Story12	9.071	9.148	9.355	9.148	9.577	9.228	9.643	9.577
Story11	8.299	8.369	8.558	8.369	8.743	8.425	8.803	8.743
Story10	7.490	7.553	7.724	7.553	7.875	7.588	7.929	7.875
Story9	6.674	6.731	6.883	6.731	7.007	6.752	7.056	7.007
Story8	5.839	5.889	6.022	5.889	6.122	5.899	6.164	6.122
Story7	4.997	5.040	5.153	5.040	5.233	5.043	5.270	5.233
Story6	4.158	4.193	4.288	4.193	4.352	4.193	4.382	4.352
Story5	3.309	3.337	3.413	3.337	3.461	3.335	3.485	3.461
Story4	2.507	2.528	2.585	2.528	2.625	2.530	2.644	2.625
Story3	1.701	1.715	1.754	1.715	1.779	1.715	1.792	1.779
Story2	1.025	1.033	1.057	1.033	1.081	1.042	1.089	1.081
Story1	0.359	0.362	0.371	0.362	0.382	0.368	0.385	0.382

Tabla 4.10. Desplazamientos máximos obtenidos en análisis Tiempo Historia, para un modelo de 16 niveles.

Fuente: Elaboración propia.

4.2.11. Análisis comparativo entre análisis Tiempo Historia y Modal espectral

En las Tablas se muestran las comparativas obtenidas entre el análisis lineal dinámico modal y el análisis Tiempo Historia, lineal y no lineal. Para esto consideramos como base lo obtenido en el análisis dinámico modal, cabe destacar que los datos son porcentuales.

Registro	Edificio		
	8 Niveles	12 Niveles	16 Niveles
El centro U1	48	58	67.9
El centro U2	47.7	57	68.7
Managua U1	47	59	66.6
Managua U2	46	56	66.5
Sintetico U1	40	52	66.1
Sintetico U2	42	52.2	61.6
Media	46.5	56.5	66.5

Tabla 4.11. Porcentaje de reducción del cortante basal NO lineal.

Fuente: Elaboración propia.

Registro	Edificio		
	8 Niveles	12 Niveles	16 Niveles
El centro U1	32.4	44.6	57.6
El centro U2	31	42.4	58
Managua U1	14.4	43.3	54.3
Managua U2	13.6	38.8	54.9
Sintetico U1	8.8	30.6	51.7
Sintetico U2	12.4	30.4	44.5
Media	14	40.6	54.6

Tabla 4.12. Porcentaje de reducción del cortante basal lineal.

Fuente: Elaboración propia.

En esta sección se hace evidente la mejoría de la estructura cuando el edificio es más alto, en el cortante basal hay una reducción de la energía sísmica de la estructura, 66% menos de cortante basal que en la incursión dinámica lineal en el edificio de 16 niveles, 43% en el de 12 niveles y 25% en el de 8 niveles, esto, dado que el edificio de 16 niveles se está alejando más del periodo fundamental con la que vibra el suelo (0.1 segundos a 0.6 segundos) haciendo que la energía de entrada decaiga en gran medida entre nos alejamos más de estos puntos.

También se puede comentar que, tomando en cuenta un análisis más particular por evento, el mejor comportamiento esta con el terremoto de Managua (1972) y luego con el terremoto de “El centro”, esto ya que, si se determina el escalamiento (automático de ETABS) el contenido frecuencial de este evento es ligeramente más bajo que el terremoto de Managua, amplificando este más la energía de entrada, si consideramos que el menor contenido frecuencia tiende a genera fuerzas más altas para edificaciones de periodo más alto.

El evento más desfavorable para la estructura en función a energía es el evento sintético, ya que este se hizo para el caso particular del evento de Kobe, sismo el cual tiene un contenido frecuencial más bajo que los anteriores tendiendo a amplificar la respuesta en edificios con periodos altos.

4.3. Factor de reducción por ductilidad

El factor de reducción por ductilidad (R_μ) se obtiene a través del cociente entre los cortes basales máximos para los análisis dinámicos lineales (corte basal elástico) y no lineales (corte basal inelástico).

La tabla 4.13 muestra los valores resultantes para los modelos de 8, 12 y 16 pisos, respectivamente. En ellas puede observarse una gran variabilidad, consecuencia directa de la notoria dispersión de cortes elásticos e inelásticos. No obstante, los valores mediana para cada modelo indicados en la misma tabla, estos permiten establecer ciertas similitudes entre los diferentes edificios. Los modelos sometidos al sismo de El centro presentan menor coeficiente de reducción por ductilidad que los de Managua y Sintético, cabe destacar que el evento Sintético presenta los datos más altos. De cualquier manera, los valores en sí no son tan dispersos y no son tan distantes unos de otros.

Registro	Edificio		
	8 Niveles	12 Niveles	16 Niveles
El centro U1	1.3	1.32	1.321
El centro U2	1.32	1.34	1.342
Managua U1	1.43	1.3832	1.367
Managua U2	1.42	1.392	1.3764
Sintetico U1	1.52	1.445	1.423
Sintetico U2	1.51	1.457	1.443
Mediana	1.425	1.3876	1.3717
Maximo	1.52	1.457	1.443
Minimo	1.3	1.32	1.321

Tabla 4.13. Factores de reducción por ductilidad

Fuente: Elaboración propia

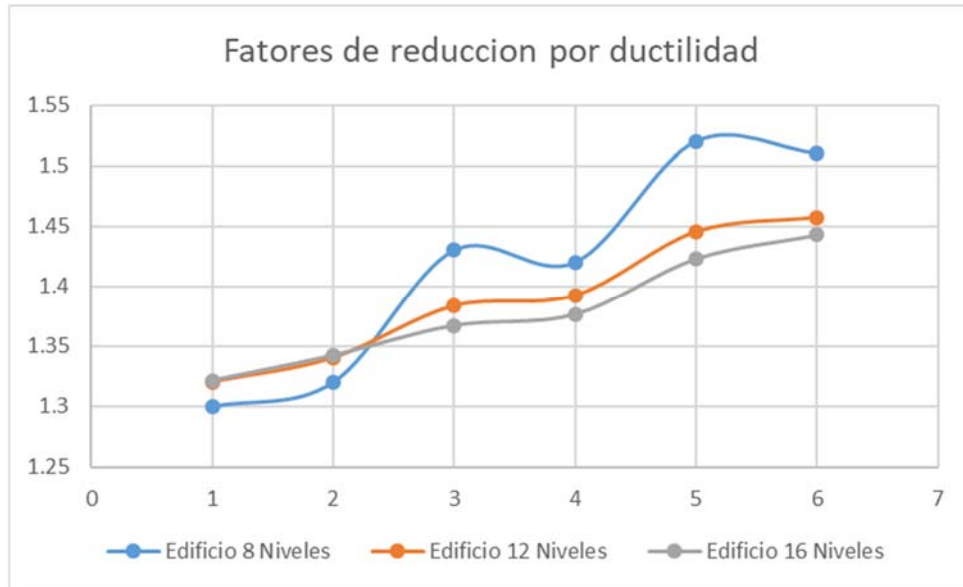


Figura 4.5. Distribución de R_μ para cada registro y edificio en estudio

Fuente: Elaboración propia

4.4. Factor de amplificación de desplazamientos (C_d)

Tomando en cuenta los desplazamientos elásticos e inelásticos, para cada modelo y registro, en base a lo establecido por FEMA P695, se estiman los factores de amplificación de desplazamientos como:

$$C_d = \frac{\delta}{\delta_E} R \text{ (Ecuación 4-6)}$$

Donde:

- δ : Desplazamiento inelástico (indicada en las Tablas 4.3 - 4.5 para los registros escalados).
- δ_E : Desplazamiento elástico (indicada en la Tablas 4.8 – 4.10 para los registros escalados).
- R : Factor de reducción de respuesta, dado por sobrerresistencia y reducción por ductilidad.

Por lo tanto, presentamos los resultados obtenidos para esta sección:

Registro	EDIFICIO									
	8 Niveles			12 Niveles			16 Niveles			
	$R\mu$	Ω	R	$R\mu$	Ω	R	$R\mu$	Ω	R	
El centro U1	1.4	4.211	5.895	1.45	5.273	7.645	1.42	5.729	8.136	
El centro U2	1.38		5.811	1.42		7.487	1.43		8.193	
Managua U1	1.5		6.316	1.45		7.645	1.45		8.307	
Managua U2	1.54		6.485	1.43		7.540	1.48		8.479	
Sintetico U1	1.54		6.485	1.56		8.225	1.56		8.938	
Sintetico U2	1.52		6.400	1.58		8.331	1.57		8.995	
Mediana			6.358			7.645	Mediana			8.393

Tabla 4.14. Factor de reducción de respuesta (R).

Fuente: Elaboración propia.

Teniendo estos datos, podemos proceder a obtener el coeficiente de modificación de desplazamientos basado en la ecuación de FEMA P695, por lo que tendríamos:

Registro	EDIFICIO											
	8 Niveles				12 Niveles				16 Niveles			
	δ	δ_g	R	Cd	δ	δ_g	R	Cd	δ	δ_g	R	Cd
El centro U1	6.844	5.6168	5.895	7.183	10.4546	8.8462	7.645	9.035	11.9449	11.825451	8.136	8.218
El centro U2	6.76062	5.92779	5.811	6.627	11.15136	8.92662	7.487	9.353	12.24832	12.620144	8.193	7.951
Managua U1	6.5136	5.7112	6.316	7.204	10.69586	9.89166	7.645	8.267	12.59644	11.9253538	8.307	8.775
Managua U2	6.31971	6.1002348	6.485	6.718	11.32032	9.79968	7.540	8.710	12.5764	12.160832	8.479	8.769
Sintetico U1	6.136	6.1832	6.485	6.435	11.01754	9.88416	8.225	9.168	13.35657	12.194657	8.938	9.789
Sintetico U2	6.76062	6.07476	6.400	7.123	11.48928	10.2415104	8.331	9.346	12.90448	12.707632	8.995	9.134
			Medio	6.921			Medio	8.102			Medio	8.772
			Max	7.204			Max	9.353			Max	7.951
			Min	6.435			Min	8.267			Min	8.789

Tabla 4.15. Factor de modificación de desplazamientos (C_d).

Fuente: Elaboración propia.

Como se menciona en la sección 2.6 y la tabla 12.2-1 de la ASCE 7-16, el factor de reducción de respuesta (R) es de 6, factor por sobrerresistencia (Ω_0) es de 2 y factor de modificación a desplazamientos (C_d) es de 5.

Conclusiones y recomendaciones

Conclusiones

Análisis lineal de las estructuras

Mediante la formulación de 3 modelos de edificios (8, 12 y 16 Niveles) se logró evidenciar una mejora significativa en el comportamiento sísmico de las estructuras, obteniendo los siguientes hallazgos:

1. Según el artículo 30 del RNC07, la aplicación del método estático equivalente es para estructuras de media-baja altura (40 metros máximo si la estructura es regular), cuando este se aplica a estructuras de mediana y gran altura evidencia la poca utilidad de este, ya que realizando el análisis comparativo de los porcentajes de cumplimiento de los cortantes basales de las estructuras en los análisis dinámico y estático, obteniendo estos porcentajes fuera de los mínimos esperados, vale recalcar que el método estático equivalente era únicamente aplicable en la estructura de 8 niveles.
2. Hay una mejoría en la asignación del cortante basal direccional de la estructuras en cuanto más se iba incrementando el número de niveles, esto se da debido a la forma en como distribuye la energía el espectro de respuesta del RNC07 (Reglamento Nacional de la Construcción 2007, Nicaragua) donde este caracteriza un suelo con contenido frecuencial elevado propio de periodos muy cortos, donde la máxima liberación de energía se genera entre 0.1 segundos y 0.6 segundos, por lo que, al modelar estructuras cuyos periodos fundamentales de vibración se alejaban de esta zona se evidencio una reducción sustancial del cortante basal. Los datos arrojados del modelado y análisis de los edificios nos aclaran que, entre el edificio de 8 niveles y 12 niveles hay una reducción de 11% del cortante basal, aun teniendo en cuenta un incremento significativo de altura 50% y 66% del peso del edificio, lo cual es una mejoría significativa a nivel de fuerzas. También se logra evidenciar (tomando como base el edificio de 8 niveles) una reducción de un 16% del cortante basal máximo, lo cual tomando la cuenta que hay un

incremento de 100% de la altura de la estructura y 110% de aumento de la masa del sistema, se tiene una mayor evidencia de la mejoría en función de energía de entrada.

3. Los desplazamientos estructurales en estado dinámico lineal (descritos a partir de derivas en colapso), también presentaron una mejoría evidente al comparar los resultados obtenidos, ya que, para el modelo de 8 niveles se tiene una deriva en techo de 0.009, en el modelo de 12 niveles de 0.01 y en el de 16 niveles de 0.08. El aumento en la deriva de colapso entre los modelos de 8 y 12 niveles, se considera acertado dado al incremento de la fuerza sísmica de entrada, pero esto no se considera desfavorable para nuestra hipótesis de mejoría del comportamiento lineal, ya que como planteamos en el acápite anterior, el incremento de altura del edificio es de 50% respecto al modelo de 8 niveles, lo cual en comparativa el aumento de la deriva en función de 0.001 es considerado una mejoría en el desempeño lineal del edificio.

Análisis estático lineal (PUSHOVER)

1. A través del modelado de los edificios en estudio, se realizó el análisis no lineal, PUSHOVER, de donde se obtuvo el factor por sobrerresistencia (Ω_0) para el cual no hubo un dato característico predominante para los modelos, esto asociado a que cada uno de los edificios que se analiza tienen demandas variadas, donde, se logró concluir que el edificio más alto es el que asigna mayor índice de sobrerresistencia, pero esta no dista considerablemente de los modelos de 8 y 12 niveles. En cualquier caso, la magnitud de estos factores es muy superior a la que consigna el ASCE 7-16 que sitúa este factor en un valor de 2, aunque el mismo reglamento FEMA P695 señala que puede existir alta variabilidad para ciertas configuraciones y que el límite anterior fue considerado por razones más bien prácticas.
2. Los elevados valores de sobrerresistencia alcanzados son explicables fundamentalmente por el sobredimensionamiento, antes señalado como resultado de satisfacer los exigentes límites de distorsión de piso del

RNC07 en función a colapso y, de forma recíproca, de cumplir el criterio sísmicos de estructuración para los códigos mencionados.

Análisis Tiempo Historia

1. Se hicieron uso de 3 sismos característicos, esto para determinar el comportamiento de los modelos estructurales ante un evento sísmico en el tiempo, la elección de estos modelos se hizo en consideración a la similitud entre el sismo de El centro, California (1940) y Managua (1972) ambos con una magnitud (M_w) de 6.2 y 6.9, respectivamente, además de su poca profundidad, 5 y 18 km respectivamente y su corta duración, 20 y 30 segundos, respectivamente. También se hizo uso de un sismo sintético en base al espectro del reglamento nacional nicaragüense, esto para intentar de mejor manera uniformar los datos que se obtuvieron en el análisis.
2. Ante lo planteado anteriormente, tenemos que el comportamiento de las estructuras ante el evento de El centro, en función a los elementos en análisis (cortante basal y desplazamiento) es el mejor, presentando un menor cortante basal resultantes en comparación con los demás, así también como con los desplazamientos. Como se planteó en la hipótesis del problema, fue corroborado con los datos obtenidos, el comportamiento de los edificios se vio más afectado con el sismo sintético debido a su bajo contenido frecuencial, esto ya que, al tener un contenido frecuencial más bajo se tienen periodos más altos, los cuales tienen a acercarse más al periodo fundamental de vibración de la estructura y a como plantea García, Luis (1998) en su libro "Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico", entre más cerca este el contenido frecuencial de un sismo a la frecuencia de la estructura la respuesta tiende a elevarse.

Factores que evalúan el desempeño sísmico de los edificios

1. A como lo establece la ASCE 7-16 en la tabla 12.2-1 los factores que se toman en cuenta en el análisis sísmico son $R = 6$, $\Omega = 2$ y $C_d = 5$, tendiendo estos a ser valores unificados de forma práctica por sistema estructural como lo comenta el FEMA P695, en este mismo estándar se comenta que, estos factores podrían ser más elevados siempre que se puedan justificar mediante un análisis de demanda sísmica, teniendo en las estructuras los siguientes datos:

Modelo	R	R*	Ω	Ω^*	Cd	Cd*
8 Niveles	6	6.36	2	4.21	5	6.92
12 Niveles		7.65		5.27		9.10
16 Niveles		8.39		5.73		8.77

** Valores calculados con analisis No lineal*

Tomando que, el factor de reducción de respuesta reduce la fuerza sísmica de entrada a un nivel de diseño en función a la aceleración espectral (S_a –ASCE 7-16- o A –RNC07), se puede concluir que, ante estos factores calculados, hay una evidente mejoría en función a la energía de entrada (cortante basal) teniendo entonces, a reducir todos los parámetros de análisis y diseño que se asocian a estos.

2. Según *García & González (2015)* para determinar los desplazamientos máximos inelásticos que un edificio puede exhibir durante un evento sísmico, se debe de multiplicar los desplazamientos laterales de diseño obtenidos mediante un análisis elástico por un factor adimensional C_d , dependiendo este del sistema estructural. Bajo esta mención, se puede concluir en que los edificios generan una mejora en el desempeño inelástico de las estructuras en base a lo establecido en la ASCE 7-16, teniendo aun notoria mejora los edificios de 12 y 16 niveles, respecto al de 8 niveles y los 3 en su conjunto superan en 40% (valor mínimo) al valor establecido en este estándar.
3. El factor por sobrerresistencia Ω_0 (Ω , según RNC07) tiene como objetivo primordial reducir la carga de diseño de la estructura, según *Tapia & Tena*

2009, plantean que en las estructuras se ve afectada su sobrerresistencia en función a los siguientes factores: secciones estructurales, relación resistencia nominal vs factorizada, esfuerzo de fluencia, endurecimiento por deformación y formación de los mecanismos de colapso, partiendo de esto, se concluye que los valores de sobrerresistencia calculados alcanzados en esta tesis son siempre mayores a los propuestos en estos estudios, por lo que los factores de sobrerresistencia que desarrolla este sistema estructural según los códigos vigentes no son representativos de la sobrerresistencia que pueden desarrollar los sistemas estructurales que se diseñan respecto a estos mismos reglamentos.

Recomendaciones

Para estudios futuros que tomen como base inicial esta tesis, se recomienda:

1. Determinar el comportamiento sísmico de las estructuras en base a distintos tipos de suelo, esto con el objetivo de determinar la variación de la respuesta para un mismo sismo en distintos medios de propagación.
2. Debido a la creciente demanda de estructuras de acero en el país, se propone realizar estudios de desempeño sísmico de edificaciones para otros sistemas estructurales alternos al plasmado en esta tesis. (SMF, EBF, BRBF, SPSW).
3. Dado que se cumplieron con los parámetros iniciales propuestos de los modelos, se propone realizar variaciones en función a dimensión, número de vanos, geometría, altura de los niveles, perfilaría y disposición de las riostras, así como evaluar la incidencia de la irregularidad (planta y elevación) para determinar la correlación que hay con los factores calculados respecto a estas variaciones.
4. Dado que se presentó una mejoría en el desempeño asociado a los edificios más altos, se propone realizar modelos con más niveles para evidenciar de una mejor manera estos hallazgos.
5. Opuesto a la anterior, se recomienda también realizar una evaluación al desempeño para edificios de baja altura, con el objetivo de confirmar los hallazgos de esta tesis, donde se encontró que para menor número de niveles había una mayor respuesta en la estructura.
6. Dado que la elección de los sismos en el análisis Tiempo Historia se hizo bajo el parámetro de “evaluación preliminar” se propone realizar este tipo de estudio con las mismas condiciones o con las planteada en la recomendación 3 apegándose estrictamente a lo planteado por ASCE y FEMA respecto a la cantidad de eventos para caracterizar la envolvente de respuesta.

BIBLIOGRAFIA

1. MTI (2007). RNC07. Reglamento Nacional de la construcción. Ministerio de transporte e infraestructura, Managua, Nicaragua.
2. MTI (2007). RNC17/AE-001. Normas mínimas de diseño y construcción general de acero estructural. Ministerio de transporte e infraestructura, Managua, Nicaragua.
3. Bruneau, M., Uang, Ch., Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures*. McGraw-Hill, EE.UU.
4. ASCE (2016). ASCE/SEI 7-16. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers, Boca Raton, Florida.
5. AISC (2016). ANSI/AISC 341-16. *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
6. Peña y Lillo, M. (2010). *Evaluación de parámetros sísmicos para edificios de marcos de acero*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
7. Salas, C. (2011). *Influencia de la resistencia en el desempeño sísmico de edificios de marcos de acero*. Tesis para optar al grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería Civil. Departamento de Obras Civiles, Universidad Técnica Federico Santa María.
8. Crisafulli, F. (2014). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. Asociación Latinoamericana del Acero, Santiago, Chile.
9. AISC (2016). ANSI/AISC 358-16. *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
10. AISC (2016). ANSI/AISC 360-16. *Specification for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
11. FEMA (2009). FEMA P695. *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
12. Watanabe, A., Hitomi, Y., Saeki, E., Wada, A. y Fujimoto, M. (1988), "Properties of brace encased in buckling-restraining concrete and steel

tube", Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Japón, Vol. IV, pp. 719-724.

13. Ruiz, J., González, E. (2015), "Observaciones sobre los criterios normativos para estimar desplazamientos inelásticos en edificios a base de marcos ubicados en terrenos blandos". Revista de Ingeniería Sísmica No. 93, pp 20-40.
14. ATC (1996). ATC-40. *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildingss*. Applied Technology Council, Redwood City, California.